This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.

+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.

+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.

+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

A propos de ce livre

Ceci est une copie numérique d'un ouvrage conservé depuis des générations dans les rayonnages d'une bibliothèque avant d'être numérisé avec précaution par Google dans le cadre d'un projet visant à permettre aux internautes de découvrir l'ensemble du patrimoine littéraire mondial en ligne.

Ce livre étant relativement ancien, il n'est plus protégé par la loi sur les droits d'auteur et appartient à présent au domaine public. L'expression "appartenir au domaine public" signifie que le livre en question n'a jamais été soumis aux droits d'auteur ou que ses droits légaux sont arrivés à expiration. Les conditions requises pour qu'un livre tombe dans le domaine public peuvent varier d'un pays à l'autre. Les livres libres de droit sont autant de liens avec le passé. Ils sont les témoins de la richesse de notre histoire, de notre patrimoine culturel et de la connaissance humaine et sont trop souvent difficilement accessibles au public.

Les notes de bas de page et autres annotations en marge du texte présentes dans le volume original sont reprises dans ce fichier, comme un souvenir du long chemin parcouru par l'ouvrage depuis la maison d'édition en passant par la bibliothèque pour finalement se retrouver entre vos mains.

Consignes d'utilisation

Google est fier de travailler en partenariat avec des bibliothèques à la numérisation des ouvrages appartenant au domaine public et de les rendre ainsi accessibles à tous. Ces livres sont en effet la propriété de tous et de toutes et nous sommes tout simplement les gardiens de ce patrimoine. Il s'agit toutefois d'un projet coûteux. Par conséquent et en vue de poursuivre la diffusion de ces ressources inépuisables, nous avons pris les dispositions nécessaires afin de prévenir les éventuels abus auxquels pourraient se livrer des sites marchands tiers, notamment en instaurant des contraintes techniques relatives aux requêtes automatisées.

Nous vous demandons également de:

+ *Ne pas utiliser les fichiers à des fins commerciales* Nous avons conçu le programme Google Recherche de Livres à l'usage des particuliers. Nous vous demandons donc d'utiliser uniquement ces fichiers à des fins personnelles. Ils ne sauraient en effet être employés dans un quelconque but commercial.

+ *Ne pas procéder à des requêtes automatisées* N'envoyez aucune requête automatisée quelle qu'elle soit au système Google. Si vous effectuez des recherches concernant les logiciels de traduction, la reconnaissance optique de caractères ou tout autre domaine nécessitant de disposer d'importantes quantités de texte, n'hésitez pas à nous contacter. Nous encourageons pour la réalisation de ce type de travaux l'utilisation des ouvrages et documents appartenant au domaine public et serions heureux de vous être utile.

+ *Ne pas supprimer l'attribution* Le filigrane Google contenu dans chaque fichier est indispensable pour informer les internautes de notre projet et leur permettre d'accéder à davantage de documents par l'intermédiaire du Programme Google Recherche de Livres. Ne le supprimez en aucun cas.

+ *Rester dans la légalité* Quelle que soit l'utilisation que vous comptez faire des fichiers, n'oubliez pas qu'il est de votre responsabilité de veiller à respecter la loi. Si un ouvrage appartient au domaine public américain, n'en déduisez pas pour autant qu'il en va de même dans les autres pays. La durée légale des droits d'auteur d'un livre varie d'un pays à l'autre. Nous ne sommes donc pas en mesure de répertorier les ouvrages dont l'utilisation est autorisée et ceux dont elle ne l'est pas. Ne croyez pas que le simple fait d'afficher un livre sur Google Recherche de Livres signifie que celui-ci peut être utilisé de quelque façon que ce soit dans le monde entier. La condamnation à laquelle vous vous exposeriez en cas de violation des droits d'auteur peut être sévère.

À propos du service Google Recherche de Livres

En favorisant la recherche et l'accès à un nombre croissant de livres disponibles dans de nombreuses langues, dont le français, Google souhaite contribuer à promouvoir la diversité culturelle grâce à Google Recherche de Livres. En effet, le Programme Google Recherche de Livres permet aux internautes de découvrir le patrimoine littéraire mondial, tout en aidant les auteurs et les éditeurs à élargir leur public. Vous pouvez effectuer des recherches en ligne dans le texte intégral de cet ouvrage à l'adresse `http://books.google.com`

GODFREY LOWELL CABOT SCIENCE LIBRARY
of the Harvard College Library

This book is
FRAGILE
and circulates only with permission.
Please handle with care
and consult a staff member
before photocopying.

Thanks for your help in preserving
Harvard's library collections.

TRAITÉ

DE

MÉCANIQUE GÉNÉRALE.

TRAITÉ

DE

MÉCANIQUE GÉNÉRALE

COMPRENANT

LES LEÇONS PROFESSÉES A L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE
ET A L'ÉCOLE NATIONALE DES MINES,

PAR H. RESAL,

MEMBRE DE L'INSTITUT,

INGÉNIEUR EN CHEF DES MINES, ADJOINT AU COMITÉ D'ARTILLERIE POUR LES ÉTUDES SCIENTIFIQUES.

TOME SIXIÈME.

Voûtes. Ponts en charpente. Constructions métalliques. Navigation intérieure. Travaux maritimes.

PARIS,

GAUTHIER-VILLARS, IMPRIMEUR-LIBRAIRE
DU BUREAU DES LONGITUDES, DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE,
SUCCESSEUR DE MALLET-BACHELIER,
Quai des Augustins, 55.

1881

(Tous droits réservés.)

Eng 258.73

JUN 20 1917
TRANSFERRED TO
HARVARD COLLEGE LIBRARY

MAY 3 1917

Scientific School.

~~400.15~~

2
10 VI

AVANT-PROPOS.

Le Programme tracé dans l'Avant-Propos du Tome V de cet Ouvrage ayant été, si je ne me trompe, complétement développé, je ne crois pas devoir y revenir. Je n'ai donc ici qu'à faire quelques observations sur un Appendice qui termine ce Volume et qui n'avait pas été prévu.

Cet Appendice comprend notamment de nouvelles démonstrations du théorème des trois moments et de la théorie des rivets, des développements numériques sur la résistance des arcs circulaires, des considérations analytiques sur la résistance des cintres des voûtes, sur les murs de soutènement et de réservoirs, et enfin sur la résistance des étais.

M. l'Ingénieur en chef Sévène, Directeur de la Compagnie des chemins de fer d'Orléans, a bien voulu m'autoriser à faire des emprunts à l'excellent Cours qu'il a professé à l'École des Ponts et Chaussées, dans la rédaction de l'article que j'ai consacré à la substruction des chemins de fer.

Le Volume se termine par la description de quelques ponts remarquables de la Hollande et de l'Allemagne, du pont suspendu de la Roche-Bernard et du pont sur bateaux de Maxau, établi pour le passage d'un chemin de fer.

TABLE DES MATIÈRES.

Pages.

AVANT-PROPOS v

SEPTIÈME PARTIE.

(SUITE.)

PRINCIPES DE LA CONSTRUCTION.

CHAPITRE VII.

DES VOUTES.

§ I. — *Des voûtes en berceau.*

N°

229. Généralités 1
230. Tracé de l'intrados des voûtes en anse de panier 3
231. Des cintres 9
232. Du decintrement 15
233. Détails sur la constitution des voûtes en berceau 17
234. Hypothèses sur la construction des voûtes 25
235. De la pression normale que supporte le cintre pendant la construction de la voûte 25
236. Formules empiriques donnant un premier aperçu sur l'épaisseur à la clef que doit avoir une voûte circulaire 27
237. Courbes des pressions 29
238. Équation différentielle des courbes des pressions 31
239. Propriété de la courbe des pressions relativement à un maximum ou à un minimum de la force horizontale au joint de la clef capable de tenir chaque demi-voûte en équilibre 33
240. Des différents modes de rupture d'une voûte 36
241. D'une voûte à l'état d'équilibre strict par rotation en la supposant composée de matériaux incompressibles 37

N^os^ Pages
242. Usage des courbes des pressions pour vérifier un projet de voûte relativement à la stabilité par rotation..... 38
243. Extension de la méthode des courbes des pressions dans le cas d'une surcharge..... 40
244. Des conditions de stabilité d'une voûte établie d'après les principes de Coulomb..... 41
245. Des voûtes en arc de cercle extradossées parallèlement..... 45
246. Voûtes en arc de cercle extradossées en dos d'âne..... 47
247. Remarque relative aux voûtes surbaissées..... 49
248. Plates-bandes..... 50
249. De l'épaisseur des pieds-droits d'une voûte..... 52
250. Emploi des tirants en fer pour consolider les voûtes en berceau... 55
251. Voûtes accolées reposant respectivement par l'une de leurs extrémités sur un même pilier..... 57
352. Contre-forts..... 57

§ II. — *Des voûtes biaises.*

253. Généralités..... 58
254. Appareil orthogonal..... 61
255. Appareil orthogonal convergent..... 65
256. Appareil hélicoïdal..... 65

§ III. — *Voûtes de formes diverses.*

257. Voûtes en dôme..... 69
258. Voûtes en niche..... 72
259. Voûtes annulaires..... 72
260. Voûtes d'arête..... 73
261. Voûtes en arc de cloître..... 73
262. Escaliers en vis à jour..... 73
NOTE sur la méthode employée par M. Yvon Villarceau pour l'établissement des arches de pont..... 74

CHAPITRE VIII.

DES PONTS EN CHARPENTE.

263. Généralités..... 82
264. Ponts à poutres droites d'une seule travée..... 82
265. Ponts à poutres droites composés de plusieurs travées..... 84
266. Ponts sur arcs..... 87
267. Ponts américains..... 88
268. Des planchers..... 88
269. Charge d'épreuve..... 90
270. Des conditions de résistance des ponts à poutres droites..... 90

CHAPITRE IX.

DES PLANCHERS EN FER.

N^os^ Pages
271. Généralités..... 98
272. Des hourdis en plâtre et plâtras de démolitions..... 99
273. Des voûtes en briques creuses..... 100
274. Des hourdis formés de carreaux creux en plâtre..... 101
275. Des aires des planchers..... 101
276. Des plafonds..... 102
277. Catégories des planchers..... 102
278. Des poitrails..... 103
279. Fers zorés..... 105

CHAPITRE X.

DES COMBLES EN FER.

280. Généralités..... 106
281. Ferme simple de Polonceau..... 106
282. Ferme composée de Polonceau..... 108
283. Fermes des gares de la Compagnie des chemins de fer d'Orléans... 110

CHAPITRE XI.

DES PONTS MÉTALLIQUES.

§ I. — *Généralités.*

284. Pièces de pont, contreventements, épreuves..... 112

§ II. — *Des ponts en fonte.*

285. Ponts sur poutres droites..... 113
286. Ponts sur arcs..... 113
287. Pont des Saints-Pères..... 114
288. Pont de Solferino, pont de Sully..... 117
289. Viaduc de Beaucaire..... 117

§ III. — *Ponts en fer sur poutres pleines.*

290. Poutres en double T, poutres-caisses, poutres cloisonnées, poutres de Brunnel..... 120
291. Types de pont des Compagnies des chemins de fer de l'Est et du Nord..... 123

N^os^ Pages
292. Ponts tubulaires 124
293. Pont Britannia 126
294. Pont de Conway 127
295. Pont Victoria 127
296. Pont de Langon 127

§ IV. — *Ponts en latices ou demi-treillis.*

297. Généralités 128
298. Pont de la Compagnie de Baltimore. — Autre disposition d'un pont du système Warren 128
299. De la répartition des efforts dans les longerons et les entretoises ... 131
300. Application aux poutres de Warren 137
301. Application aux poutres de Howe 138

§ V. — *Des ponts en treillis.*

302. Généralités 139
303. Pont de la place de l'Europe 141
304. Pont d'Argenteuil 145
305. Pont sur la Sarine, près de Fribourg 145
306. Des ponts tubulaires treillissés 145
307. Pont de Kelh 152
308. Pont de Berne sur l'Aar 154
309. Pont de la Dirshau, sur la Vistule 155
310. Pont de Cologne 156
311. Pont de Bordeaux 156
312. De la répartition des efforts dans les poutres en treillis 157
313. Mise en place des ponts sur poutres droites. — Ponts de service. — Levage. — Lançage 161

§ VI. — *Ponts en fer sur arc.*

314. Arche marinière du pont des Arts 163
315. Pont d'Arcole, sur la Seine 165
316. Travée de 50 mètres d'ouverture sur le chemin de fer d'Orléans à Gien 167
317. Pont sur le Douro, près de Porto 171

CHAPITRE XII.

DES PONTS SUSPENDUS.

§ I. — *Généralités.*

318. Définitions 181
319. Ponts suspendus par des chaînes. — Pont de Mannheim 181

N^os^ Pages
320. Des câbles ... 185
321. Amarrage des câbles ... 188
322. Mise en place d'un câble ... 190
323. Des tiges de suspension ... 191
324. Plancher ... 191
325. Garde-corps ... 192
326. Remarque relative aux piliers ... 192
327. Haubans ... 193
328. Charge d'épreuve ... 193
329. Grand pont de Fribourg ... 196
330. Pont du Gotteron ... 200
332. Projet d'un pont suspendu au-dessus de la gare Saint-Jean, à Bordeaux ... 203
333. Ponts pour le passage des trains des chemins de fer ... 205
334. Pont de Brookling ... 205
335. Pont du Niagara ... 209

§ II. — *Théorie des ponts suspendus.*

336. Détermination des tensions dans les câbles ... 211
337. De l'influence de la température sur les câbles ... 215
338. Des effets de l'élasticité sur la mise en place des câbles ... 218
339. Stabilité des piliers ... 221

§ III. — *Des ponts métalliques soutenus par des arcs et des câbles.*

340. Généralités ... 221
341. Bow-string. — Pont de Saltash ... 221
342. Ponts du système Pauli ... 232

CHAPITRE XIII.

PONTS-LEVIS.

343. Généralités ... 235
344. Ponts-levis à flèche et à bascule ... 235
345. Ponts-levis à bascule en dessous ... 239
346. De l'influence du poids des chaînes sur l'équilibre des ponts-levis dits à chaînes ... 241
347. Pont-levis de Bélidor ... 246
348. Pont-levis à contre-poids variable de Poncelet ... 248
349. Pont-levis à contre-poids constant de Derché ... 252
350. Pont-levis de Dobenheim ... 256
351. Pont-levis de Delile ... 260
352. Pont-levis de P. Bergère ... 261

CHAPITRE XIV.

DES CHEMINÉES.

N°		Pages
353.	Cheminées d'appartements	265
354.	Cheminées d'usines, de machines à vapeur, etc	267
355.	Action du vent sur les cheminées	271
356.	Stabilité d'une cheminée en maçonnerie	272
357.	De la résistance des cheminées en tôle	275
358.	Tirage des cheminées	277

CHAPITRE XV.

FONDATIONS DE MACHINES DIVERSES.

359.	Généralités	280
360.	Grues	280
361.	Laminoirs	282
362.	Presses de cinglage	284
363.	Généralités sur les fondations des machines où il se produit des chocs.	285
364.	Des martinets	285
365.	Marteau à soulèvement	287
366.	Marteau frontal	288
367.	Des marteaux-pilons	290

CHAPITRE XVI.

AMÉNAGEMENT DES EAUX MOTRICES.

368.	Niveau légal	294
369.	Ouvrages régulateurs	294
370.	Vannes motrices	295
371.	Vannes-papillons ou vannes tournantes	296
372.	Vannes automobiles	297
373.	Vanne automobile de Guibal	297
374.	Des barrages mobiles	302

CHAPITRE XVII.

NAVIGATION INTÉRIEURE.

§ I. — *Des cours d'eau.*

375.	Généralités	304
376.	Rapport du volume de pluie tombé au débit des rivières	304

N^os^ Pages
377. Rapport des débits extrêmes des cours d'eau. 305
378. Évaporation annuelle..... 305
379. Influence de la culture des forêts sur le niveau des crues 305
380. De l'entraînement des matières solides en suspension dans l'eau en mouvement..... 305

§ II. — *De l'amélioration des cours d'eau au point de vue de la navigation.*

381. Généralités..... 306
382. Augmentation de la profondeur de l'eau..... 306
383. Sinuosités des rivières..... 308

§ III. — *Navigation en rivière.*

384. D'un cours d'eau remplissant les conditions voulues pour être navigable..... 309
385. Du flottage..... 311
386. Navigation intermittente ou par éclusées..... 311
387. Des écluses..... 312
388. Manœuvre des portes..... 317
389. Portes en tôle de la Monnaie (Paris)..... 318
390. Emplacement des écluses..... 323

§ IV. — *Canaux latéraux.*

391. Généralités. — Écluses accolées. — Ponts-canaux, etc.... 323

§ V. — *Canaux aux points de partage.*

392. Généralités. — Réservoirs. — Évaporation, infiltrations, pertes par les portières..... 324

CHAPITRE XVIII.

DES TRAVAUX MARITIMES.

§ I. — *Généralités.*

393. Du mouvement de la mer dû à l'influence de l'atmosphère..... 327
394. Des vents..... 330
395. Des marées..... 330
396. Détermination de l'heure de la pleine mer..... 336
397. Des marégraphes..... 337
398. Influence du vent sur la hauteur des marées..... 338
399. Ras de marée..... 338
400. De la propagation des marées dans les fleuves..... 338

N^os^ Pages
401. Barre ou mascaret.... 338
402. Des courants marins.... 339
403. Des courants sous-marins.... 341

§ II. — *Ports et rades.*

404. Généralités.... 342
405. Des môles ou brise-lames.... 343
406. Des jetées.... 344
407. Avant-port.... 348
408. Bassins à flot.... 349
409. Docks.... 356
410. Bassins de retenue ou de chasse.... 358
411. Fermeture des écluses de chasse.... 359
412. Ponts tournants. — Calais et Brest.... 361

§ III. — *Des cales de construction et des bassins de radoub.*

413. Cales de construction.... 378
414. Carénage.... 387
415. Radoub et refonte des navires.... 389
416. Des bateaux-portes.... 396

§ IV. — *Défense des côtes d'alluvion contre la mer.*

417. Exposé.... 401
418. Brise-lames.... 401
419. Épis.... 402
420. Revêtements.... 406

§ V. — *Des bouées, des balises et des phares.*

421. Généralités.... 406

APPENDICE.

§ I. — *Annexe au Chapitre I du Tome V, relatif à la résistance des matériaux.*

422. Sur la rupture des prismes homogènes produite par l'écrasement. 417
423. Sur la rivure.... 415
424. Sur un problème de la résistance des matériaux se rattachant à la question du mètre.... 416
425. Sur le théorème des trois moments.... 420
426. Développements sur la flexion des pièces circulaires.... 421

§ II. — *Annexe au Chapitre II du Tome V, relatif aux constructions en bois.*

N^os^ Pages
427. Observations relatives aux pans de bois..... 427
428. Sur la répartition des efforts dans les combles en charpente..... 427

§ III. — *Annexe au Chapitre V du Tome V, relatif à la poussée des terres et à la stabilité des murs de soutènement.*

429. Développements sur les conditions de stabilité d'un mur de soutènement lorsque le profil superficiel du terrain est rectiligne et vient aboutir au sommet du parement intérieur du mur..... 431
430. Application de la méthode de Coulomb..... 432
431. Équation de la courbe des pressions..... 434
432. Étayement des murs..... 436

§ IV. — *Annexe au Chapitre VII du Tome VI, relatif aux voûtes.*

433. Sur les conditions d'équarrissage des arcs des cintres des voûtes... 439

§ V. — *Du tracé d'une ligne de chemin de fer et de l'exécution de la plate-forme.*

434. Du tracé..... 444
435. Étude sur la carte..... 444
436. Étude sur le terrain..... 445
437. Plans cotés..... 446
438. Distribution des pentes et des courbes..... 448
439. Profil transversal..... 448
440. Du mouvement des terres..... 450
441. Organisation du déchargement..... 452
442. Organisation de la fouille et de la charge..... 454
443. Organisation du transport..... 454
444. Formules relatives aux transports sur une voie horizontale ou dite en palier..... 455
445. Dépôts et emprunts..... 457
446. Tassements des remblais..... 457
447. Consolidation des talus..... 458
448. Murs de pied..... 460
449. Consolidation des remblais..... 460
450. Glissement d'un remblai sur le sol..... 461
451. Établissement de remblais sur des terrains vaseux..... 462
452. Traversée des cours d'eau..... 462
453. Traversées supérieures et inférieures des routes et chemins..... 462
454. Passages à niveau..... 462
455. Des passages obliques..... 465
456. Des travaux d'art exceptionnels..... 466

N^os^ Pages
457. Durée du percement..... 470
458. Puits intermédiaires..... 470
459. Accidents qui peuvent se produire..... 470
460. Prix de revient moyen du mètre courant d'un souterrain..... 471
461. Hauteur à partir de laquelle on devra avoir recours aux souterrains. 472
462. Tunnel du mont Cenis..... 472
463. Tunnel du Saint-Gothard..... 475
464. Clôtures..... 475
465. Acquisitions de terrain..... 475

§ VI. — *Annexe au Chapitre XI du Tome VI, relatif aux ponts métalliques.*

466. Pont sur le Hollandsch Diep..... 476
467. Pont sur le Lek, près de Kuilenburg..... 491
468. Pont du chemin de fer de Mayence..... 504
469. Pont sur le Rhin, à Coblentz..... 509

§ VII. — *Annexe au Chapitre XII du Tome VI, relatifs aux ponts suspendus.*

470. Pont suspendu de la Roche-Bernard..... 513

§ VIII. — *Ponts de bateaux pour la traversée des chemins de fer.*

471. Pont de Maxau (Bade) à Maximilianxau (Bavière rhénane ou Palatinat), sur le Rhin..... 519

PLANCHES.

Pl. I. — Plan du port de Marseille.
Pl. II. — Plan du port du Havre.
Pl. III. — Plan du port de Calais.
Pl. IV. — Plan du port de Brest.
Pl. V. — Plan du port de Cherbourg.

ERRATA DU TOME V.

Pages	Lignes	*au lieu de*	*lisez*
17	12, 19, 24	$\frac{\eta}{\rho}$	$\frac{\eta'}{\rho}$
19	1, 2, 9, 10 en rem.	mêmes corrections que ci-dessus.	
26	7 et 8	μ	$\mu\Omega$
30	15	en direction	sa direction
45	9 en rem.	$A_1 A'$	$A_1 A$
51	(*fig.* 18)	Changer le sens de N, N_1, N'.	
66	formule (5)	EI	2EI
66	formule (9)	$\sqrt{1+C} - \sqrt{\cos\theta + C}$	$\left(\sqrt{1+C} - \sqrt{\cos\theta + C}\right)$
80	3 et 7	Supprimer respectivement les lettres A et *f*.	
170	6 en rem.	$\varepsilon(1 - i - i)$	$\varepsilon(1 - i - i')$
171	2	$\frac{E\pi(d'^2 - d^2)}{4N}$	$\frac{4N}{Eu(d'^2 - d^2)}$
171	8	La formule (1) désignée se rapporte au n° 69.	
259	1 en rem.	pour la fixer	pour percer l'ardoise en vue de la fixer
263	8 et 19	a_1	a
265	10 et 15	pa	$pa + Q_1$
267	17	Même correction.	
267	20	$2n'$	n'
314	3	Remplacer, au numérateur du second membre, e par l.	
314	6	$\frac{l}{8}$	$\frac{h}{8}$
368		Supprimer le facteur r dans la formule (3).	
373	4 en rem.	$\begin{cases} dr \\ f^2 \end{cases}$	$\begin{cases} dz \\ f^2 \end{cases}$
379	formule (16)	He_0^2	He_d
389	6	$\widehat{CAx}$	$\widehat{BAC}$

ERRATA DU TOME VI.

Pages	Lignes	*au lieu de*	*lisez*
7	3 en rem.	$C_1 I_1$	$C_1 I_2$
99	3 en rem.	*ainsi*	*aussi*
107	9 en rem.	$(\beta + C)$	$(\beta + i)$
132	4 en rem.	T_ρ	T'_ρ
160		Dans la première formule de la ligne, remplacer ω par ω'.	
200	17	$y_1 = n$	$y_1 = h$
217	10 en rem.	$(u-x)^2$	$(u-x)^2 \partial K$
266 (1)	7	développée	rayonnée
333	2	$\frac{2}{5}$	$\frac{5}{2}$
456	formule (1), au dénominateur,	L	CL
472	1 en rem.	central au-dessus	central de 3 mètres au-dessus

(1) Dans le Tableau en note, il faut bien comprendre que le pouvoir rayonnant est exprimé par son rapport au pouvoir calorifique.

TRAITÉ

DE

MÉCANIQUE GÉNÉRALE.

SEPTIÈME PARTIE.

(SUITE.)

PRINCIPES DE LA CONSTRUCTION.

CHAPITRE VII.

DES VOUTES.

§ I. — *Des voûtes en berceau.*

229. On donne généralement le nom de *voûte* à un assemblage de corps solides (*voussoirs*) qui se touchent suivant des faces latérales planes (*joints*) et dont les faces intérieures déterminent une surface (*intrados*) concave vers le sol. La surface qui limite extérieurement la voûte est l'*extrados*. Les joints sont normaux à l'intrados.

On appelle *berceau* une voûte dont l'intrados est une surface cylindrique à génératrices horizontales perpendiculaires aux deux plans verticaux (dits de *tête*) qui limitent la voûte. Tout plan normal mené suivant une génératrice du cylindre est une *ligne de joint*.

Nous ne considérerons que les voûtes dont le profil de l'intrados est symétrique par rapport à une verticale.

La *clef* est la ligne de voussoirs du sommet.

Les plans de joint sont symétriques par rapport au plan vertical mené par la génératrice du sommet de l'intrados.

On donne le nom de *reins* aux deux parties de la voûte séparées par la clef.

Les *pieds-droits* de la voûte sont les deux massifs de maçonnerie qui la supportent. Leur profil extérieur est vertical, quelquefois légèrement incliné vers l'intérieur. Pour les ponts, les pieds-droits extrêmes s'appellent des *culées* et les supports intermédiaires des *piles*.

Les *naissances* sont les joints suivant lesquels la voûte repose sur les pieds-droits.

La *montée* d'une voûte est la hauteur du sommet de l'intrados au-dessus des naissances. L'*ouverture* est la distance des naissances à l'intrados.

Les voûtes sont dites en *plein cintre* quand le profil de l'intrados est une demi-circonférence. La montée se trouve ainsi égale à la moitié de l'ouverture.

Les voûtes circulaires, dont la montée est inférieure à la moitié de l'ouverture, sont dites en *arc de cercle*. Lorsqu'on les emploie dans la construction des ponts, il faut élever les naissances jusqu'au niveau des plus hautes eaux, pour en faciliter l'écoulement. Le raccordement brusque de ces voûtes avec les naissances leur donne un aspect d'une certaine raideur. Il convient de ne pas trop les surbaisser et de ne pas donner à la montée moins de $\frac{1}{7}$ de l'ouverture.

Les voûtes surbaissées pour les ponts en pierre, dites en *anse de panier*, ont sur les précédentes, pour une même ouverture et une même montée, l'avantage d'offrir un plus grand débouché; elles sont en outre d'un aspect plus gracieux. Le profil de l'intrados est formé d'un nombre impair d'arcs de cercle qui peut aller jusqu'à quinze. Il convient, pour le coup d'œil, que les rayons augmentent constamment en allant des naissances vers la clef; les centres des arcs de cercle partant des naissances se trouvent sur la direction de l'ouverture.

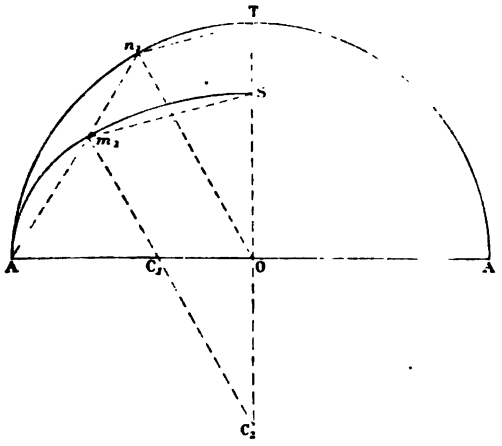
On remplace souvent, depuis plusieurs années, les profils en anse de panier par une demi-ellipse qui présente les mêmes avantages.

Le profil des voûtes dites en *ogive* se compose de deux arcs de cercle identiques dont les centres se trouvent sur l'ouverture et qui se coupent sous un angle aigu sur la direction de la *montée*.

230. *Tracé de l'intrados des voûtes en anse de panier.*

1° *Courbe à trois centres.* — Soient (*fig.* 309) AA l'ouverture et OS la montée, qui sont les données de la question.

Fig. 309.



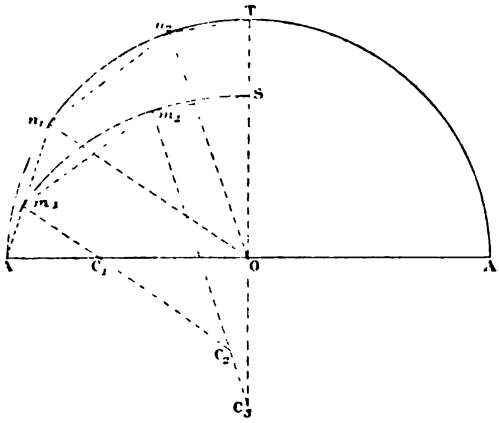
Sur AA comme diamètre décrivons une demi-circonférence rencontrant la direction de la montée en T; divisons cette demi-circonférence en trois parties égales, et soit n_1 un des points de division; joignons la droite An_1 qui rencontre la parallèle en S à Tn_1 au point m_1; soient C_1, C_2 les intersections de la parallèle en m_1 à On_1 avec OA et avec le prolongement de OS. De la similitude des triangles Am_1C_1, An_1O et de celle des triangles m_1C_2S, OTn_1 on déduit $AC_1 = C_1m_1$, $C_2m_1 = C_2S$. On obtiendra donc le profil de la moitié de l'intrados en décrivant les deux arcs de cercle Am_1, m_1S, ayant

respectivement pour centres les points C_1 et C_2. Cette construction est due à Huygens.

Lorsque la montée est très-faible, la différence des courbures des arcs de cercle est très-grande et les points de raccordement produisent un mauvais effet. Il convient alors d'augmenter le nombre des centres pour faire disparaître cet inconvénient.

2° *Courbe à cinq centres.* — Divisons la circonférence ATA (*fig.* 310) en cinq parties égales, et soient n_1, n_2 les deux points de division qui suivent A; joignons On_1, On_2, An_1, n_1n_2, n_2T. D'un point C_1 de AO, que nous supposerons d'abord arbitraire, décrivons l'arc de cercle Am_1 jusqu'à sa rencontre m_1 avec An_1; menons respectivement par les points m_1

Fig. 310.



et S des parallèles aux cordes n_1n_2, n_2T, qui se rencontrent en m_2; soient C_2, C_3 les intersections de la parallèle menée par ce point à On_2 avec les directions de m_1C_1 et de TS. Le profil du demi-intrados pourra s'obtenir en prenant pour centres C_1, C_2, C_3.

M. Michal, à qui l'on doit cette extension de la construction de Huygens, ainsi que les suivantes, prend OC_1 égal au rayon de courbure ρ de l'ellipse ayant pour demi-axes $OA = a$, $OS = b$, au point pour lequel la normale est parallèle à la bis-

sectrice de l'angle n_1OA. Il applique alors la formule suivante, qu'il est facile d'établir,

$$(a) \qquad \rho = \left(\frac{1+u^2}{a^2+b^2u^2}\right)^{\frac{3}{2}} a^2b^2 \text{ (1)},$$

et dans laquelle u représente la tangente de l'angle formé par la normale avec OA.

3° *Courbe à sept centres.* — Soient (*fig.* 311) n_1, n_2, n_3 les points de division à partir de A jusqu'en T de la circonférence ATA divisée en sept parties égales. Prenons sur AO la longueur AC_1 égale au rayon de courbure de l'ellipse dont les axes sont $2a$ et $2b$, au point où la normale est parallèle à la bissectrice de l'angle n_1OA; du point C_1 comme centre, avec AC_1 comme rayon, décrivons l'arc de cercle Am_1 limité en m_1 à la corde An_1. Prenons à partir de m_1, sur la direction de m_1C_1, la longueur m_1C_2 égale au rayon de courbure de l'ellipse ci-

---

(1) On a en effet

$$(a) \qquad a^2y^2 + b^2x^2 = a^2b^2,$$

$$(b) \qquad a^2y\frac{dy}{dx} + b^2x = 0,$$

$$(c) \qquad a^2y\frac{d^2y}{dx^2} + a^2\frac{dy^2}{dx^2} + b^2 = 0.$$

L'équation (c) peut se mettre sous la forme

$$(c') \qquad a^2u^2y\frac{d^2y}{dx^2} + a^2 + b^2u^2 = 0.$$

De l'équation (b) on tire

$$x = \frac{a^2y}{b^2u}.$$

Portant cette valeur dans l'équation (a), on trouve

$$(d) \qquad y = \frac{b^2u}{\sqrt{a^2+b^2u^2}},$$

et l'équation (c') devient par suite

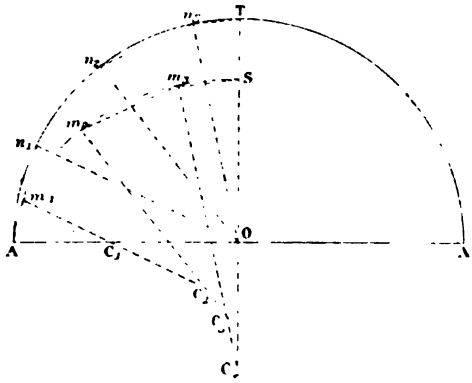
$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{(a^2+b^2u^2)^{\frac{3}{2}}}{a^2b^2u^2}.$$

Enfin, de la formule connue on déduit

$$(e) \qquad \rho = \left(\frac{1+u^2}{a^2+b^2u^2}\right)^{\frac{3}{2}} a^2b^2.$$

dessus, au point où la normale est parallèle à la bissectrice de l'angle $n_1 O n_2$; décrivons l'arc de cercle $m_1 m_2$ de centre C_2 limité en m_2 au rayon parallèle à $O n_2$; menons par m_2 et S

Fig. 311.



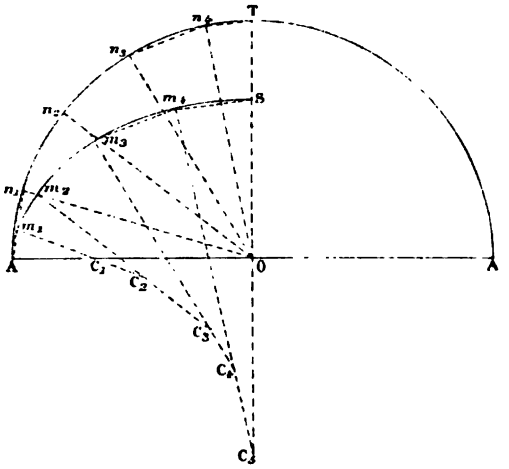
les parallèles $m_2 m_3$, $S m_3$ aux cordes $n_2 n_3$, $n_3 T$, venant se couper en m_3; soient C_3 et C_1 les intersections de la parallèle en m_3 à $O n_3$ avec les directions de $m_2 C_2$ et SO. Les points C_1, C_2, C_3, C_4 seront les centres cherchés.

4° *Courbe à neuf centres.* — Sur la *fig.* 312, n_1, n_2, n_3, n_4 sont des points de division de la circonférence ATA divisée en neuf parties égales; $m_1 C_1$, $m_2 C_2$, $m_3 C_3$ sont les rayons de courbure de l'ellipse construite sur $2a$ et $2b$ et dont les directions sont respectivement parallèles aux bissectrices des angles $AO n_1$, $n_1 O n_2$, $n_2 O n_3$; m_1 est l'intersection de l'arc de cercle $A m_1$ de centre C_1 avec la corde $A n_1$; $m_2 C_2$, $m_3 C_3$ sont parallèles à $O n_2$ et $O n_3$; $m_2 C_2$, $m_3 C_3$ sont parallèles à $O n_2$, $O n_3$; $m_1 m_2$, $m_2 m_3$ sont des arcs de cercle ayant C_2, C_3 pour centres; m_4 est l'intersection des parallèles en m_3 et S à $n_3 n_4$ et $T n_4$; C_4, C_5 sont des intersections de la parallèle en m_4 à $O n_4$ avec les directions de $m_3 C_3$ et TO. Les points C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 sont les centres cherchés.

La méthode de M. Michal s'appliquerait de la même manière à des courbes de 11, 13, 15, ..., $2n+1$ centres. Mais on voit que pour un demi-profil on ne peut déterminer que deux

centres sur $n+1$, et les $n-1$ autres peuvent être choisis arbitrairement ou déterminés, comme l'a fait le savant ingénieur, au moyen de l'ellipse ayant pour axes l'ouverture et le double de la montée. Mais on voit que plus on multiplie les centres,

Fig. 312.



plus on diminue le débouché aux naissances, en se rapprochant de plus en plus du profil elliptique. Au delà de onze centres, il n'y a plus de motifs sérieux pour ne pas donner la préférence à ce dernier profil.

5° *Tracé de la courbe à onze centres du pont de Neuilly.* — Perronet a adopté pour ce pont le tracé suivant.

Soient (*fig.* 313)

O le milieu de l'ouverture d'une arche;

OA la demi-ouverture;

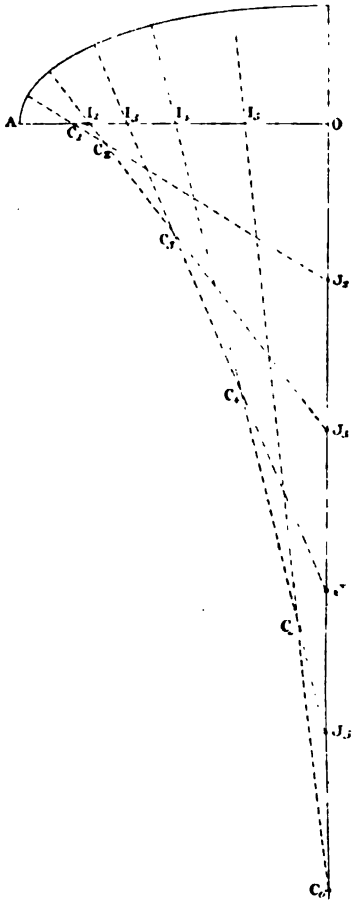
AC_1 une longueur arbitraire portée à partir du point A sur AO.

On divise C_1O aux points I_2, I_3, I_4, I_5 en parties respectivement proportionnelles à 1, 2, 3, 4, 5, ce qui revient à prendre $C_1I_1 = \frac{C_1O}{15}$; on porte sur la verticale du point O et à partir de ce point la longueur $OC_6 = 3OC_1$; on divise cette longueur en cinq parties égales en J_2, J_3, J_4, J_5, en partant de O; on joint

C_1J_2, I_2J_3, I_3J_4, J_4J_5, J_5C_6 ; le point C_1, les intersections C_2 de C_1J_2 et I_2J_3, C_3 de I_2J_3 et I_3J_4, C_4 de I_3J_4 et I_4J_5, C_5 de I_4J_5 et I_5C_6, et enfin le point C_6 sont les centres de l'arc.

Ce n'est qu'à la suite de tâtonnements, en faisant varier la

Fig. 313.



position du point C_1, que l'on peut arriver à faire passer le profil par la position donnée du sommet de l'intrados.

Le profil du pont de Neuilly diffère fort peu de l'ellipse,

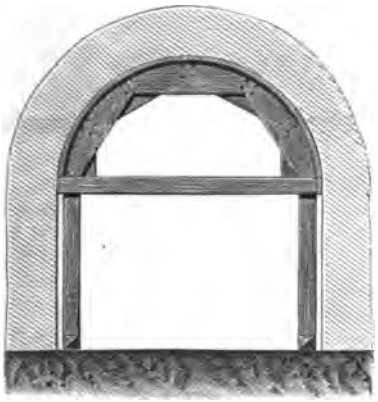
comme l'a reconnu Dupuit, et n'augmente le débouché, vers les naissances, que d'une manière insensible.

231. ***Des cintres.*** — Lorsque les pieds-droits d'une voûte sont construits, on établit entre eux un système de charpente appelé ***cintre,*** cintre limité à sa partie supérieure par des madriers (***couchis***) fixés longitudinalement et déterminant une surface identique à celle que doit former l'intrados. C'est sur le cintre que l'on pose successivement, simultanément et symétriquement des deux côtés, à partir des naissances et en remontant vers la clef, les deux lignes de voussoirs.

Les ***fermes,*** dont se composent le cintre, sont disposées parallèlement aux têtes à une distance de $1^{m},50$ environ les unes des autres. Elles sont ***contre-ventées,*** c'est-à-dire rendues solidaires au moyen de pièces de bois horizontales ou inclinées qui vont d'une tête à l'autre.

Lorsque l'on monte une voûte sur son cintre, ce cintre éprouve naturellement un tassement. La voûte, après le décintrement, subit un refoulement latéral.

Fig. 314.



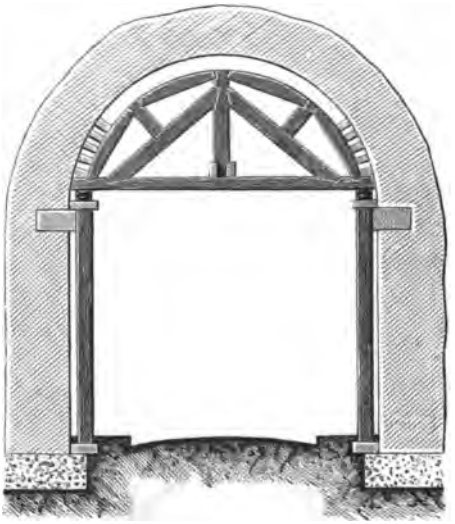
La composition d'une ferme dépend de la forme de l'intrados, de la portée et des circonstances locales.

La *fig.* 314 représente une ferme de cintre en bois très-

légers, même en planches clouées les unes contre les autres à joints entre-croisés, et dont on fait usage pour les petits ponts de $0^{m},60$ à 2 mètres d'ouverture. On peut, moyennant certaines précautions, supprimer l'entrait lorsqu'il peut gêner la circulation.

Pour des ouvertures de 3 à 6 mètres on peut employer un appareil analogue à celui qui est représenté par la *fig.* 315.

Fig. 315.

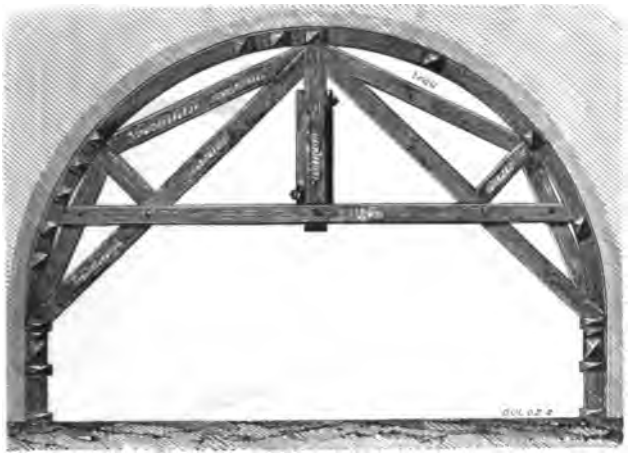


Pour l'équarrissage des principales pièces de ce cintre on adopte généralement les chiffres suivants :

	m	m
Poteaux montants ou de support	0,20	sur 0,20
Entrait	0,16	0,14
Poinçon	0,30	0,14
Contre-fiches reliant le poinçon à l'entrait	0,16	0,14
Potelets des reins (pièces normales aux contre-fiches)	0,16	0,14
Veaux (pièces formant la partie courbe)	0,17	0,14
Moises (partant du pied du poinçon) reliant ou contre-ventant toutes les fermes	0,16	0,12

Le système représenté par la *fig.* 316 est très-convenable pour les portées de 6 mètres et offre l'avantage de pouvoir facilement se modifier et s'appliquer également aux voûtes circulaires, elliptiques et en anse de panier. Deux pièces inclinées latérales au poinçon déterminent le contre-ventement.

Fig. 316.



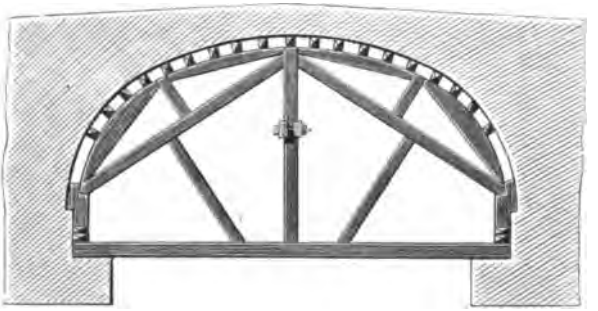
L'équarrissage des pièces principales doit se rapprocher des chiffres suivants :

	m	m
Poinçon	0,07 sur	0,20
Arbalétriers principaux	0,20	0,15
Arbalétriers secondaires	0,20	0,15
Potelets	0,20	0,15
Moises	0,20	0,10
Pièces de contre-ventement	0,20	0,10
Couchis	0,16	0,16
Épaisseur des semelles longitudinales	0,08	»

Pour des voûtes en anse de panier de 6 à 10 mètres d'ouverture dont les pieds-droits ont une faible hauteur, on emploie souvent la disposition représentée par la *fig.* 317, qui offre

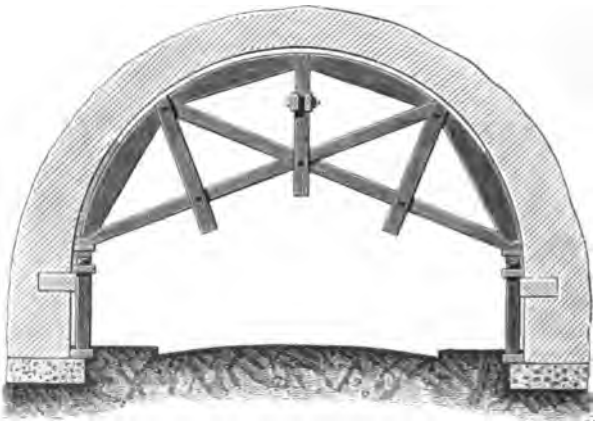
de grands avantages au point de vue de la solidité et de l'économie.

Fig. 317.



La *fig.* 318 représente un cintre retroussé très-convenable

Fig. 318.

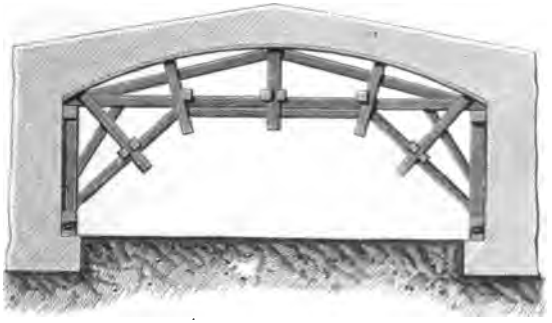


pour les ouvertures comprises entre 6 et 12 mètres. L'équarrissage des différentes pièces peut être établi ainsi qu'il suit :

	m	m
Poteaux montants.....	0,20 sur	0,20
Jambes de force entre-croisées.....	0,22	0,18
Moises pendantes.....	0,22	0,12
Veaux.....	0,32	0,12
Moises de contre-ventement.....	0,22	0,18

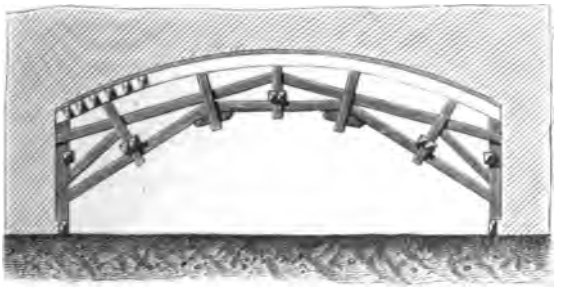
La *fig.* 319 se rapporte à un cintre retroussé pour des voûtes en arc de cercle de 12 à 15 mètres d'ouverture, sur pieds-droits

Fig. 319.



suffisamment élevés pour que l'on puisse donner aux contre-fiches inférieures une inclinaison convenable.

Fig. 320.



Le type de cintre retroussé représenté par la *fig.* 320 s'applique dans les mêmes circonstances que le précédent.

La *fig.* 321 représente un cintre fixe à un seul appui intermédiaire.

Fig. 321.

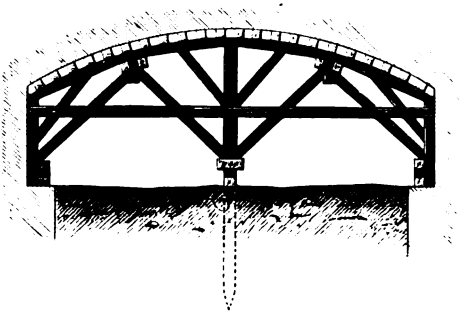


Fig. 322.

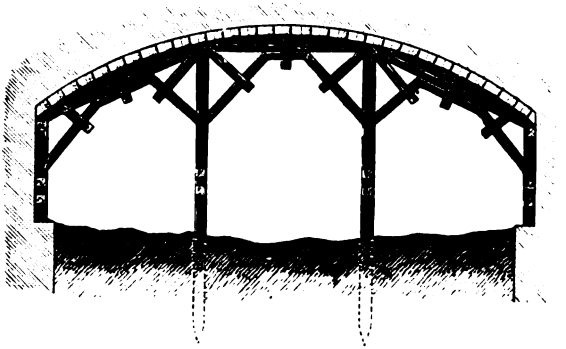


Fig. 323.

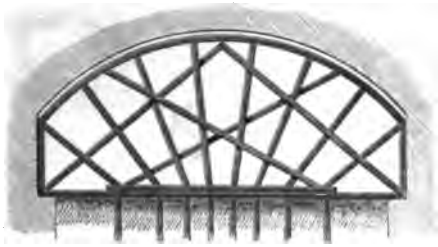
La *fig.* 322 se rapporte à un autre cintre fixe, mais qui est supporté par deux appuis intermédiaires.

Nous avons emprunté aux *Leçons de Mécanique appliquée* professées par Navier à l'École des Ponts et Chaussées les *fig.* 323, 324 et 325, qui représentent des types de cintres

Fig. 324.

assez compliqués et par conséquent très-coûteux; ces cintres étaient encore à la mode il y a une quarantaine d'années.

Fig. 325.



232. *Du décintrement.* — Le décintrement doit s'opérer avec beaucoup de soin, de prudence, et cela symétriquement, de telle manière que la voûte arrive, graduellement et sans choc, à sa forme définitive, qui doit peu différer de celle du cintre.

Ce n'est qu'après que le tassement s'est produit qu'on doit surcharger la voûte, en commençant par les naissances et en montant symétriquement des deux côtés jusqu'à la clef.

Pour faciliter le décintrement on emploie ordinairement des appareils identiques, formés chacun de deux coins en bois savonnés et superposés en sens inverse l'un de l'autre (*fig.* 326). Ces appareils se placent entre deux semelles lon-

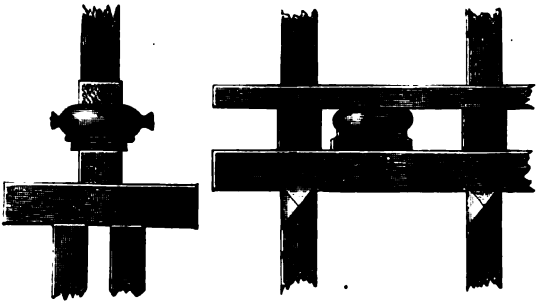
gitudinales du milieu, s'il y a lieu, et des extrémités, et respectivement sous les différentes fermes. En frappant simultanément sur les extrémités des coins, on les fait glisser l'un sur

Fig. 326.

l'autre : la charpente s'abaisse graduellement en se séparant de la voûte, et bientôt il est possible de la démonter sans aucun danger pour la construction.

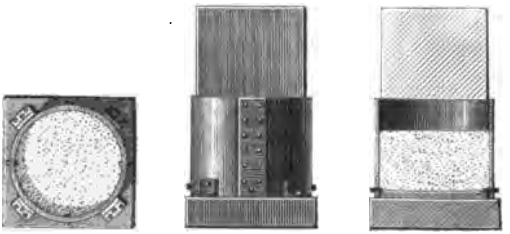
On a remplacé avec succès l'appareil à coins par un sac en forte toile bourré de sable (*fig.* 327) et que l'on éventre en temps voulu.

Fig. 327.



Cependant le sac en toile présente quelques inconvénients;

Fig. 328.

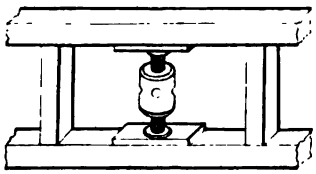


aussi lui substitue-t-on souvent un tube en tôle (*fig.* 328)

renfermant un potelet cylindrique en bois qui comprime le sable et le fait écouler par des ouvertures ménagées à la base du tube.

Enfin on a obtenu d'excellents résultats en plaçant sous les semelles (*fig.* 329) des appareils formés chacun de deux plaques de fonte séparées par des verins.

Fig. 329.



233. *Détails sur la construction des voûtes en berceau.* — Nous nous bornerons à mentionner ici les voûtes en moellons à sec, qui sont toujours en plein cintre et ne sont guère employées que pour de petits ponts, ayant un caractère essentiellement rural, jetés sur de faibles cours d'eau. Le remplissage des reins se fait avec ce que l'on a sous la main : terre, sable, déblais, etc. Un appareil n'est pas nécessaire pour former de semblables voûtes, qui naturellement éprouvent des déformations sensibles après le décintrement.

Les voûtes en moellons avec enduit de mortier pour caves, etc., sans têtes en pierre de taille, sont droites et en plein cintre. On donne approximativement sur le chantier, sans appareil, les dimensions des voussoirs qui doivent former chaque ligne, à la condition que l'une de ces lignes forme clef. Le poseur rectifie, sur place, la forme des voussoirs dont les joints sont naturellement normaux à l'intrados. On ravale généralement l'extrados avec un crépissage en mortier et on le nivelle avec du béton maigre, en chargeant ensuite les reins avec ce que l'on a sous la main.

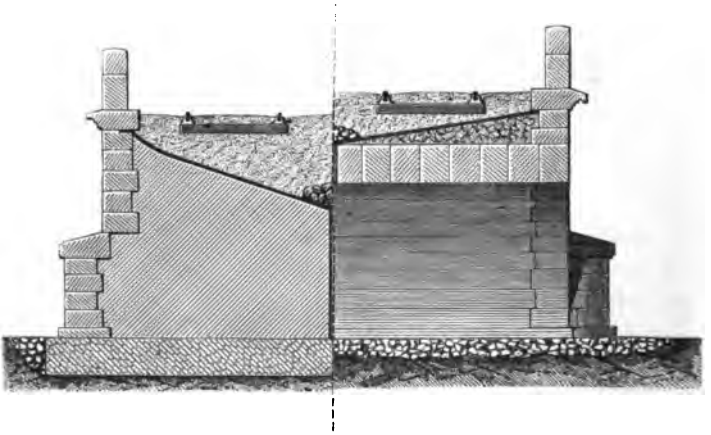
Il est rare que les voûtes se construisent entièrement en pierres de taille : on réserve ces matériaux pour les têtes; le corps de l'ouvrage s'exécute en moellons ou en briques. A un même voussoir de tête doivent correspondre exactement deux ou plusieurs rangs en petits matériaux.

On exécute, dans bien des circonstances, des voûtes à joints irréguliers en moellons bruts avec enduit de ciment; les moellons sont placés dans leur plus grande longueur normalement à l'intrados. Ces voûtes, qui ne nécessitent que l'appareil des têtes, qui sont formées en majeure partie de matériaux de peu de valeur et qui sont d'une rapide exécution, sont très-économiques.

On fait aussi des voûtes légères en briques posées à plat et noyées dans du ciment et des voûtes en béton de ciment qui sont de véritables monolithes.

Quelle que soit la nature des matériaux employés dans la construction, on doit dresser avec soin l'extrados soit cylindriquement, soit suivant des plans inclinés ayant leur sommet commun sur la verticale du point culminant de l'intrados. L'extrados reçoit un enduit en béton gras (*chape*) de $0^m,05$ à

Fig. 330.

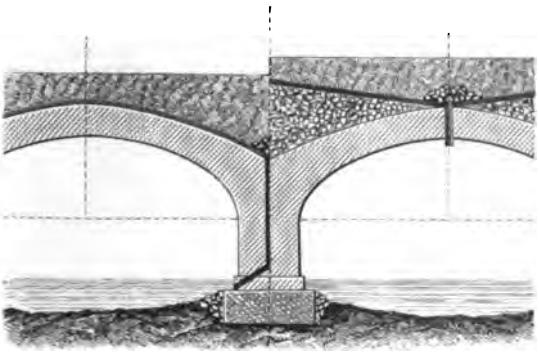


$0^m,06$ d'épaisseur qui doit empêcher les infiltrations des eaux pluviales, lesquelles pourraient délayer le mortier et exposer la construction à une ruine.

Lorsque le béton est sec, on le recouvre d'une couche de mortier lissée à la truelle pour parer aux inconvénients des fendillements qui pourraient se produire; quelquefois on dé-

pose, au-dessus de cette couche, une nappe d'asphalte de $0^m,012$ à $0^m,015$ d'épaisseur. On doit relever la chape vers les bords contre les murs verticaux pour empêcher les infiltrations. Enfin il est nécessaire de ménager, soit dans la clef (*fig.* 330 et 331), soit dans l'axe des piles des ponts, des tuyaux verticaux pour l'évacuation des eaux qui pénétreraient jusqu'à la chape; dans l'un et l'autre cas, il faut dresser la chape en conséquence pour arriver au résultat voulu.

Fig. 331.



L'orifice supérieur de ces tuyaux doit être recouvert d'une *grenouille* en fer ou en fonte, ou d'un tas de pierres sèches, pour s'opposer à l'entraînement des matériaux de petites dimensions.

Il convient de faire en sorte que l'épaisseur d'une voûte aille légèrement en croissant de la clef aux naissances.

Le raccordement du parement des têtes avec celui du mur de tête a lieu de plusieurs manières, dont les principales sont les suivantes.

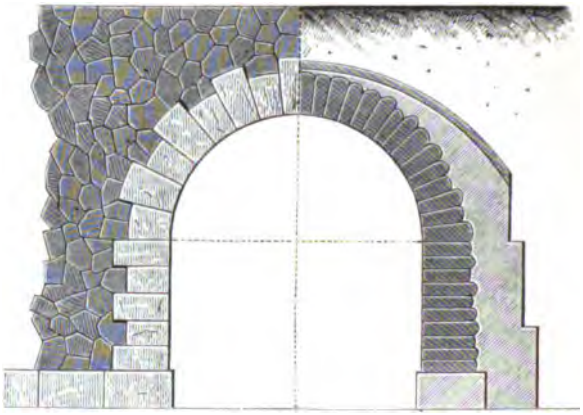
1° La *fig.* 332 représente une voûte en plein cintre dont la maçonnerie intermédiaire est en moellons bruts et à joints incertains.

2° Dans la voûte en arc de cercle représentée par la *fig.* 333, les parements sont en briques ou en moellons en assises régulières.

3° Dans le cas de la voûte en anse de panier représentée

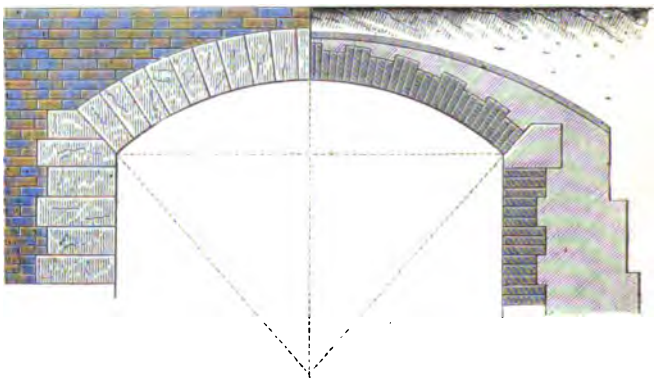
par la *fig.* 334, les voussoirs sont taillés en gradins de manière à recevoir directement les assises courantes des moellons smillés ou piqués du mur de tête.

Fig. 332.



La portion de ce mur comprise entre deux voûtes adjacentes a reçu le nom de *tympan*.

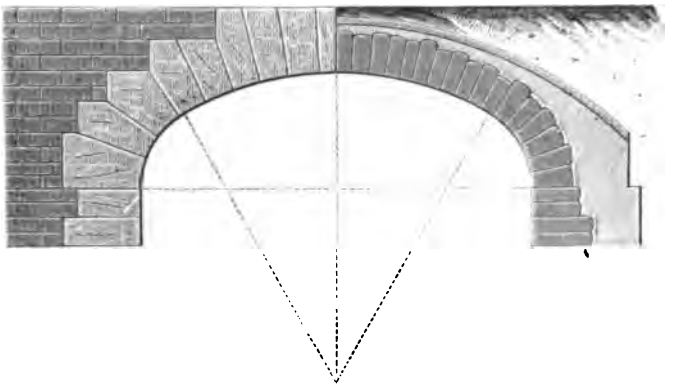
Fig. 333.



Le garnissage des reins d'une voûte de pont se fait ordinairement avec du béton très-maigre ou avec du sable que

l'on pilonne d'abord pour lui donner de la consistance et que l'on arrose ensuite avec un lait de chaux plus ou moins épais.

Fig. 334.



Pour les arches de pont, les aqueducs, etc., d'une certaine portée, le remplissage n'est que partiel et n'a lieu qu'au-dessus de voûtes secondaires (*fig.* 335) (1) s'appuyant sur les reins des voûtes principales consécutives ; on peut encore diminuer le cube du remplissage en reliant les voûtes secondaires aux voûtes principales adjacentes par des arceaux.

Les piles de pont font saillie sur les deux têtes et se terminent en amont et en aval de manière à former ce que l'on appelle les *avant-becs* et les *arrière-becs*. Les avant-becs ont pour objet de faciliter l'introduction des corps flottants, de briser les glaces dans les débâcles et de diminuer la contraction de l'eau.

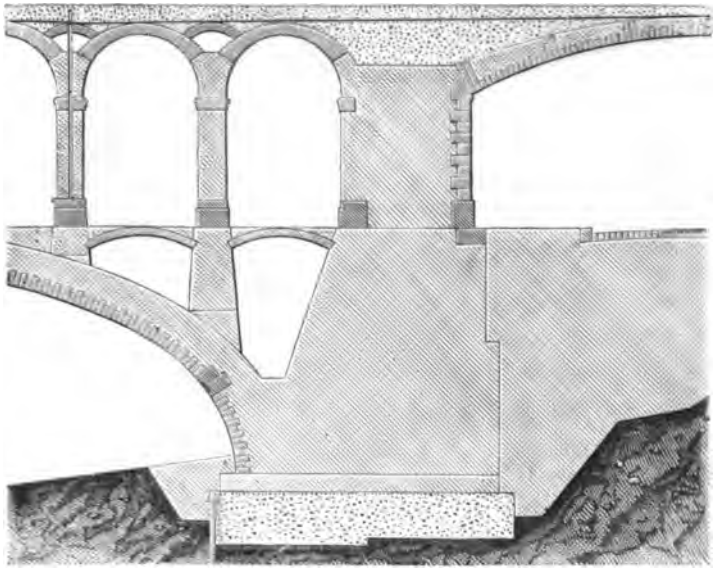
Les arrière-becs réduisent les tourbillonnements résultant de l'élargissement brusque de la section du fluide.

La *fig.* 336 représente un avant-bec triangulaire auquel il ne convient pas de donner un angle inférieur à 60°, pour qu'il ne s'écorne pas et qu'il ne puisse pas causer d'avaries graves à un

(1) Cette figure représente une partie de la coupe longitudinale du viaduc du Point-du-Jour.

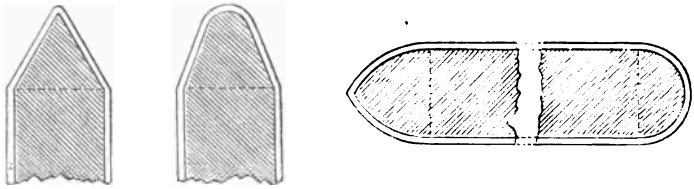
bateau qui viendrait à le heurter. Cependant on peut réduire cet angle à la condition d'en arrondir le sommet (*fig.* 337).

Fig. 335.



La *fig.* 338 donne l'idée d'une pile limitée par un avant-bec ogival et un arrière-bec circulaire, disposition qui a conduit à

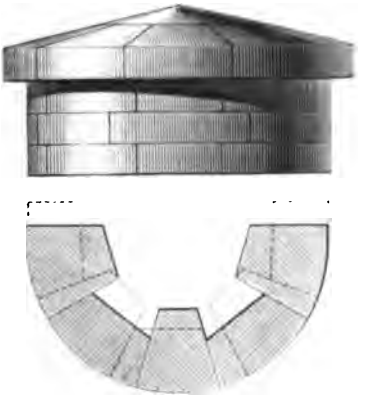
Fig. 336. Fig. 337. Fig. 338.



d'excellents résultats. Pour que les avant-becs produisent tout leur effet, il faut qu'ils atteignent au moins le niveau des plus hautes eaux. On les surmonte alors d'une pyramide triangulaire à plans droits ou curvilignes ou d'un demi-cône

fig. 239), selon que la forme de l'avant-bec est angulaire, ogivale ou circulaire. Naturellement le soubassement d'une pile ou d'une culée forme un cordon en saillie.

Fig. 339.

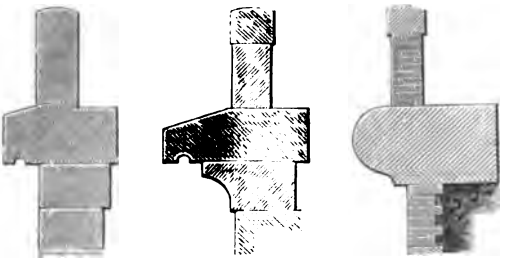


On désigne sous le nom de *plinthe* la chaîne en pierre de taille qui, dans un pont, supporte le *parapet* ou le *garde-corps*.

La plinthe est limitée à la plate-forme du trottoir pour les voies ordinaires et au niveau des rails dans le cas des chemins de fer.

Les *fig.* 340 représentent trois types de parapets en pierre de

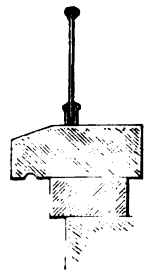
Fig. 340.



taille ou en briques avec recouvrement par un bahut en pierre. La hauteur est généralement égale à $0^m,90$, et l'épaisseur varie entre $0^m,35$ et $0^m,45$.

Lorsqu'il est nécessaire de gagner de la largeur, on remplace le parapet par un garde-corps (*fig.* 341) en fonte ou en fer, dont on porte la hauteur à 1^{m} au-dessus de la plinthe en

Fig. 341.



vue de la sécurité, en raison de la faible épaisseur du système.

Il faut éviter que la pente d'un pont dépasse $\frac{2}{100}$, pour ne pas gêner la circulation et éviter les causes d'accident.

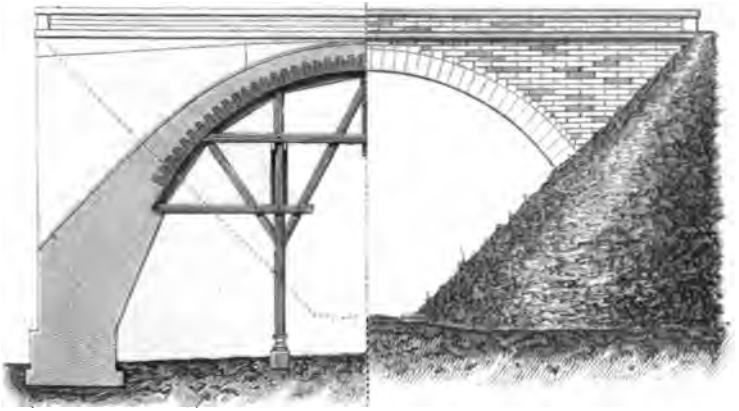
Dans l'intérieur d'un centre de population, les piles se raccordent avec les quais ou les *murs en retour* qui encaissent la rivière.

En rase campagne, on a recours à l'un ou l'autre des procédés suivants : 1° On prolonge les têtes du pont (dit alors *à culées perdues*) dans les terres (*fig.* 342), et le raccordement se fait par des quarts de cône gazonnés; quelquefois, dans un but d'économie, et pour ne pas trop prolonger les maçonneries, on donne aux quarts de cône une inclinaison qui croît depuis celle du talus jusqu'à atteindre 45°, en ayant recours, s'il le faut, à des perrés pour soutenir les terres. 2° On limite le pont par des *murs en aile* plus ou moins évasés, qui se terminent suivant la pente du talus, pour amener le raccordement avec les terres.

Il importe de faciliter l'écoulement des eaux pluviales, pour éviter qu'elles aillent grossir les eaux qui doivent glisser sur la chape. Cet écoulement a lieu naturellement par les caniveaux latéraux, lorsque le pont est à simple ou à double pente; mais, si la chaussée est horizontale, il faut, de distance en distance,

pratiquer des ouvertures, soit sous les trottoirs, soit dans les voûtes, pour y amener les eaux par les caniveaux auxquels on donne des pentes partielles.

Fig. 342.

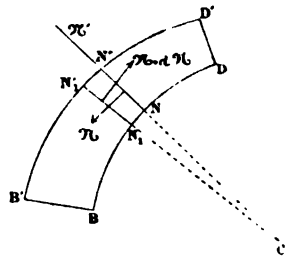


234. *Hypothèses sur la constitution des voûtes.* — Dans les questions relatives à la stabilité des voûtes, on fait abstraction, en vue d'obtenir une plus grande sécurité, de la cohésion des matériaux, ce qui revient à considérer une voûte comme formée de voussoirs infinitésimaux qui ne peuvent résister au glissement qu'en vertu du frottement. Si la voûte doit recevoir une surcharge (qu'il est indispensable de ne répartir sur l'extrados qu'après le décintrement), on néglige également la cohésion de la surcharge, que l'on suppose formée de prismes verticaux infinitésimaux dont les poids agissent sur les éléments superficiels correspondants de l'extrados.

Dans ce qui suit, nous désignerons par les lettres A et A′ les extrémités inférieure et supérieure du joint fictif de la clef, par N, N′ les extrémités intérieure et extérieure d'un joint quelconque; par B, B′ les points qui correspondent aux précédents pour les naissances. Nous ne considérerons les forces que dans leurs rapports au poids spécifique des matériaux, ce qui revient à supposer que ce poids spécifique est égal à l'unité.

235. *De la pression normale que supporte le cintre pendant la construction de la voûte.* — Soient (*fig.* 343)

Fig. 343.



θ l'angle formé par la direction du joint NN' avec la verticale;
$N_1N'_1$ un joint infiniment voisin du précédent;
C l'intersection des directions de ces joints ou le centre de courbure de l'intrados;
R le rayon de courbure NC;
e l'épaisseur NN'.

Nous supposerons que le cintre est suffisamment rigide pour qu'il n'y ait pas de tendance au glissement suivant les joints. Désignons par DD' le dernier joint de la maçonnerie pour chaque demi-voûte. La pression $\mathfrak{N}$ exercée par DD'NN' sur NN' et la réaction $\mathfrak{N} + d\mathfrak{N}$ de $BB'N_1N'_1$ sur NN'_1 seront ainsi respectivement normales à NN' et $N_1N'_1$. Le poids du voussoir étant $(2R + e)\frac{e}{2}d\theta$, nous aurons, en projetant les forces sur la direction de $\mathfrak{N}$ et sur celle de la réaction $\mathfrak{N}'$ du cintre rapportée à l'unité de surface

$$\mathfrak{N}'R\,d\theta + \mathfrak{N}\,d\theta - (2R + e)\frac{e}{2}\cos\theta\,d\theta = 0,$$

$$d\mathfrak{N} - (2R + e)\frac{e}{2}\sin\theta\,d\theta = 0,$$

d'où

$$(1)\qquad \mathfrak{N}' = \frac{(2R + e)\frac{e}{2}\cos\theta - \mathfrak{N}}{R};$$

$$(2)\qquad d\mathfrak{N} = (2R + e)\frac{e}{2}\sin\theta\,d\theta.$$

Soit θ_1 la valeur de θ correspondant au dernier joint DD' qui limite actuellement la construction; nous aurons, en remarquant que $\mathfrak{N}$ est nul pour $\theta = \theta_1$,

$$\mathfrak{N} = \int_{\theta_1}^{\theta} (2R + e)\frac{e}{2}\sin\theta\, d\theta. \tag{3}$$

Appliquons les formules précédentes au cas d'une voûte circulaire *extradossée parallèlement*, ce qui veut dire que les profils de l'intrados et de l'extrados sont concentriques; R et *e* étant constants, nous aurons

$$\mathfrak{N} = (2R + e)\frac{e}{2}(\cos\theta_1 - \cos\theta), \tag{4}$$

$$\mathfrak{N}' = \frac{(2R + e)}{2R}e(2\cos\theta - \cos\theta_1). \tag{5}$$

Soit $\cos\theta_2 = \frac{1}{2}\cos\theta_1$; pour $\theta > \theta_2$, la réaction ou la pression sur le cintre $\mathfrak{N}'$ serait négative, ce qui signifie que, sans la cohésion des enduits ou le frottement des joints, l'élasticité du cintre, la voûte tendrait, vers les naissances, à se séparer du cintre. Il convient donc de supposer $\mathfrak{N}' = 0$ pour $\theta \geq \theta_2$. La pression sur le cintre atteindra son maximum $\frac{(2R + e)e}{2R}$ lorsque la voûte sera terminée et que l'on aura $\theta_1 = 0$, $\theta = 0$.

On déterminera la section de l'arc d'un cintre en supposant que les extrémités de ses entretoises sont des points d'appui et que l'arc est soumis à une pression normale variable d'après la loi énoncée plus haut; mais il faudra préalablement multiplier $\mathfrak{N}'$ par Πl pour les cintres intermédiaires et par $\frac{\Pi l}{2}$ pour les cintres de tête, Π étant le poids du mètre cube de maçonnerie, l l'équidistance des cintres. On voit ainsi que l'on n'aura à se préoccuper des conditions de résistance des cintres intermédiaires, à moins que la voûte ne soit assez droite pour qu'il soit seulement nécessaire d'établir des cintres de tête.

Les réactions normales des bras et entretoises étant connues, rien ne sera plus simple que de calculer la section minimum que doivent avoir ces dernières pièces.

236. *Formules empiriques donnant un premier aperçu sur l'épaisseur à la clef que doit avoir une voûte circu-*

laire. — En comparant à la dimension principale qui définit l'intrados, les épaisseurs à la clef d'un certain nombre de voûtes construites qui se sont trouvées à peu près dans les mêmes conditions de stabilité, on a cherché à établir une formule empirique simple qui puisse donner un premier aperçu de l'épaisseur à la clef que doit avoir une voûte projetée. Cette formule doit être modifiée suivant les circonstances, la nature des matériaux employés, la longueur de la voûte, les surcharges permanentes et accidentelles, etc.

Si l'on désigne par e l'épaisseur à la clef, par R le rayon de l'intrados d'une voûte en plein cintre ou le rayon (*rayon moyen*) du cercle qui passe par les naissances et le sommet de l'intrados des voûtes en anse de panier, M. Michon (1) a proposé les formules empiriques suivantes pour ces deux systèmes de voûtes :

Voûtes à l'épreuve de la bombe.....	$e = 0^m,50 + 0^m,12\,R$
» fortes (ponts, souterrains).....	$e = 0^m,40 + 0^m,08\,R$
» moyennes (bâtiments, magasins)..	$e = 0^m,20 + 0^m,04\,R$
» légères (sans surcharge).....	$e = 0^m,10 + 0^m,02\,R$

Dans les voûtes circulaires surbaissées, dont l'arc d'intrados correspond à un angle de 100° à 120°, on peut diviser par 2 le coefficient de R des formules précédentes (2).

---

(1) *Mémorial de l'officier du génie*, n° 15.

(2) Perronet avait proposé une formule équivalente à la suivante,

$$e = 0^m,325 + 0^m,035\,a,$$

dans laquelle a désigne l'ouverture de la voûte.

Gauthey a établi la règle suivante :

$$\text{Pour } a \leq 2^m \ldots\ldots\ldots \quad e = 0^m,33$$

$$a \geq 2^m = 16^m \ldots\ldots\ldots \quad e = 0^m,33 + \frac{a}{48}$$

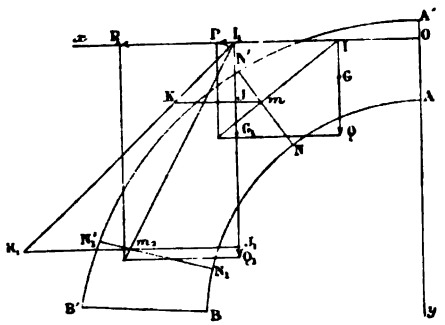
$$a \geq 16^m = 32^m \ldots\ldots\ldots \quad e = \frac{a}{24}$$

$$a = 32^m(1+\delta)\ldots \quad e = 1,33 + \frac{\delta}{48}.$$

Ces formules sont à peu près abandonnées comme ayant attribué, dans bien des cas, en ce qui concerne les constructions récentes, des résultats exagérés dans l'un et l'autre sens.

237. *Courbes des pressions.* — Soient (*fig.* 344)

Fig. 344.



P une force horizontale agissant au point O du joint de la clef capable de maintenir en équilibre une demi-voûte AA′BB′;

I l'intersection de la verticale du centre de gravité G de l'aire limitée par le joint de la clef, un joint quelconque NN′, l'intrados AN et l'extrados A′N′;

Q cette aire, que l'on peut considérer comme représentant le poids correspondant de la maçonnerie;

m le point où la résultante R des forces P et Q, censées appliquées en I, rencontre le joint NN′, résultante qui est la pression exercée par la maçonnerie supérieure sur ce joint.

Le lieu des points *m* est ce que l'on appelle la *courbe des pressions* correspondant à la force P et à son point d'application, et se trouve déterminée ainsi par deux conditions.

Pour que l'équilibre soit possible il faut : 1° que le maximum de l'inclinaison des forces R sur les normales aux joints correspondants soit au plus égal à l'angle de frottement, car autrement des joints glisseraient les uns sur les autres et il y aurait rupture ou tendance à la rupture; 2° que la courbe des pressions reste constamment comprise entre l'intrados et l'extrados, et même, en raison de la compressibilité de la matière, que sa distance à l'intrados et à l'extrados ne descende pas au-dessous d'une certaine limite, comme nous le verrons plus loin.

Il est évident que la courbe des pressions est tangente en O à la direction de P.

Si au lieu de se donner l'intensité de la force P on se donne un point m par lequel doit passer une courbe des pressions, on obtiendra cette force en déterminant le second côté du rectangle dont l'autre est Q et la diagonale dirigée suivant $\mathrm{I}m$, et l'on rentre dans le cas précédent.

Supposons que l'on veuille faire passer une courbe des pressions par deux points m, m_1 ; pour le second de ces points, nous affecterons de l'indice 1 toutes les lettres qui se rapportent à celles du premier.

Soient

q la distance du point m à Q;

p celle du même point à la direction de P, dont la position est inconnue;

h la hauteur verticale de m au-dessus de m_1.

Nous avons, en prenant successivement les moments par rapport à m et à m_1,

$$\mathrm{P}p = \mathrm{Q}q, \quad \mathrm{P}p_1 = \mathrm{Q}_1 q_1,$$

d'où

$$\frac{p}{p_1} = \frac{\mathrm{Q}q}{\mathrm{Q}_1 q_1}$$

et, en remarquant que $p_1 - p = h$,

$$\frac{p_1}{h} = \frac{\mathrm{Q}_1 q_1}{\mathrm{Q}_1 q_1 - \mathrm{Q}q}.$$

Soient J, J_1 les intersections des horizontales de m, m_1 avec la direction de Q_1. Portons à partir de J_1 sur la direction de l'horizontale de m_1 une longueur $\mathrm{J}_1\mathrm{K}_1$ proportionnelle à $\mathrm{Q}_1 q_1$; joignons $\mathrm{I}_1\mathrm{K}_1$, et soient K l'intersection de cette droite avec l'horizontale de m, χ la droite qui représente $\mathrm{Q}q$ à la même échelle que $\mathrm{Q}_1 q_1$. Comme on a $p_1 = \mathrm{I}_1\mathrm{J}_1$, $h = \mathrm{JJ}_1$, la proportion ci-dessus devient

$$\frac{\mathrm{I}_1\mathrm{J}_1}{\mathrm{JJ}_1} = \frac{\mathrm{J}_1\mathrm{K}_1}{\mathrm{J}_1\mathrm{K}_1 - \chi},$$

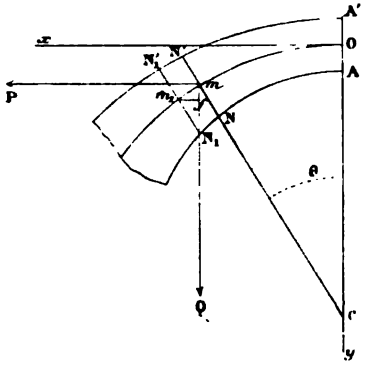
d'où, en vertu de la similitude des triangles $\mathrm{K}_1\mathrm{J}_1\mathrm{I}_1$, KJI_1,

$$\chi = \mathrm{JK},$$

ce qui fait connaître la position du point K ; en joignant KK_1, on obtiendra celle du point I_1, et par suite le point d'application O de la force P, et enfin l'intensité de cette force. Le tracé de la courbe des pressions n'offrira plus ensuite aucune difficulté.

238. *Équation différentielle des courbes des pressions.* — Soient *fig.* 345)

Fig. 345.



NN', $N_1N'_1$ deux joints consécutifs;

m, m_1 les points correspondants d'une courbe des pressions;

O l'intersection de cette courbe avec la direction A'Ay du joint de la clef;

Ox l'horizontale de ce point;

f la projection de m_1 sur la direction de Q.

Conservons d'ailleurs les notations précédentes; on a $m_1f = dx$, $mf = dy$. La pression exercée sur NN' est la résultante de P et du poids Q de NN'AA', ces deux forces étant censées appliquées en m.

Pour trouver la position de m_1, il suffit d'exprimer que la somme des moments de P et Q et du poids de $NN'N_1N'_1$ par rapport à ce point est nulle. Or, le moment de ce dernier poids étant du second ordre, on a simplement

$$P\,dy = Q\,dx,$$

d'où

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Q}{P} \qquad (1)$$

pour l'équation différentielle de la courbe des pressions, dans laquelle Q peut être considéré comme étant une fonction de x ou d'une variable qui dépend de cette dernière.

Considérons par exemple le cas d'une voûte circulaire dont l'épaisseur constante e est supposée assez petite pour qu'on puisse négliger le carré de son rapport au rayon moyen R. Soient

C le centre de l'intrados et de l'extrados;
$CO = r_0$;
r le rayon vecteur Cm;
θ l'angle qu'il forme avec Oy;

On a

$$y - r_0 = r\cos\theta, \quad x = r\sin\theta,$$

$$dy = -\cos\theta\, dr + r\sin\theta\, d\theta, \quad dx = \cos\theta\, dr + r\cos\theta\, d\theta,$$

$$Q = Re\theta.$$

En portant ces valeurs dans l'équation (1) et posant $\gamma = \frac{Re}{P}$, on trouve

$$\frac{1}{r}\frac{dr}{d\theta} = -\left(\frac{\gamma\theta\cos\theta - \sin\theta}{\gamma\theta\sin\theta + \cos\theta}\right),$$

d'où

$$\log\frac{r}{r_0} = -\int_0^{\theta} \frac{\gamma\theta\cos\theta - \sin\theta}{\gamma\theta\sin\theta + \cos\theta}\, d\theta.$$

Si l'on remarque que

$$\gamma\theta\cos\theta - \sin\theta = \frac{d}{d\theta}(\gamma\theta\sin\theta + \cos\theta) - \gamma\sin\theta,$$

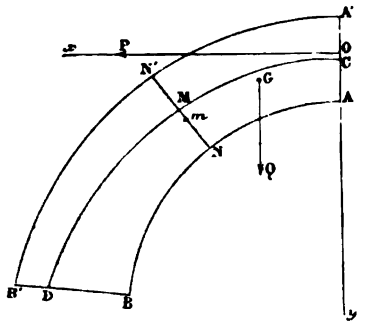
la formule précédente peut encore se mettre sous la forme suivante :

$$\log\frac{r}{r_0}(\gamma\theta\sin\theta + \cos\theta) = \gamma\int_0^{\theta} \frac{\sin\theta\, d\theta}{\gamma\theta\sin\theta + \cos\theta}.$$

Comme cette intégrale paraît irréductible, on voit que les courbes des pressions seront généralement des courbes transcendantes dont le tracé, si facile par la Géométrie, présentera des complications sérieuses en ayant égard à leurs équations, dont la considération devient pour ainsi dire complètement inutile.

239. *Propriété de la courbe des pressions relativement à un maximum ou à un minimum de la force horizontale au joint de la clef capable de tenir chaque demi-voûte en équilibre.* — Conservant les notations précédentes, soient (*fig.* 346)

Fig. 346.



Ox, Oy l'horizontale et la verticale du point d'application de la force P;

M un point d'une courbe déterminée CD, passant entre les profils de l'intrados et de l'extrados;

χ, η les coordonnées de ce point parallèles aux axes ci-dessus;

$$\eta = \Phi(\chi), \tag{1}$$

l'équation de la courbe CD;

NN' le joint passant par le point M;

x, y les coordonnées du point m de la courbe des pressions situé sur ce joint;

$\mathfrak{M}$ le moment du couple obtenu en transportant le poids Q parallèlement à lui-même en O.

Soit de plus

$$y - \eta = a(x - \chi) \tag{2}$$

l'équation du joint NN'.

Pour chaque position du point M, celles du joint NN' et du point m seront complètement déterminées; on peut donc considérer Q, $\mathfrak{M}$, a et x comme uniquement fonctions de χ.

Nous avons enfin l'équation des moments

$$Py = \mathfrak{M} + Qx. \tag{3}$$

Posons

$$\mathfrak{M}' = \frac{d\mathfrak{M}}{d\chi}, \quad Q' = \frac{dQ}{d\chi}, \quad u = \frac{1}{\frac{dx}{d\chi}};$$

appelons α et ω les inclinaisons, sur Ox, des tangentes en M à la courbe CD et en m à la courbe des pressions. Nous avons

$$\operatorname{tang}\alpha = \frac{d\eta}{d\chi}, \quad \operatorname{tang}\omega = \frac{d\gamma}{dx},$$

et les équations (2) et (3) donnent, par la différentiation par rapport à x,

$$\operatorname{tang}\omega - u\operatorname{tang}\alpha = a(1-u) + (x-\chi)u\frac{da}{d\chi}, \tag{2'}$$

$$P\operatorname{tang}\omega = (\mathfrak{M}' + Q'x)u + Q. \tag{3'}$$

Supposons maintenant que le joint NN′ passe par un point d'intersection des deux courbes, en admettant qu'elles se coupent; nous aurons $x = \chi$, et les deux équations ci-dessus deviendront

$$\operatorname{tang}\omega - u\operatorname{tang}\alpha = a(1-u), \tag{2''}$$

$$P\operatorname{tang}\omega = (\mathfrak{M}' + Q'x)u + Q, \tag{3''}$$

d'où, par l'élimination de u,

$$P\operatorname{tang}\omega(a - \operatorname{tang}\alpha) = (\mathfrak{M}' + Q'\chi)(a - \operatorname{tang}a) + Q(a - \operatorname{tang}\alpha). \tag{4}$$

Nous avons aussi, pour le point considéré,

$$P\eta = \mathfrak{M} + Q\chi. \tag{5}$$

Supposons qu'en faisant varier χ dans cette expression P passe par un maximum ou un minimum, et considérons la courbe des pressions correspondant à l'une ou à l'autre des valeurs de la variable; nous avons $\frac{dP}{d\chi} = 0$, et l'équation (5) donne, par suite,

$$P\operatorname{tang}\alpha = \mathfrak{M}' + Q'\chi + Q. \tag{6}$$

En divisant l'une par l'autre les équations (4) et (6), on trouve la suivante

$$(7) \qquad [(\mathfrak{M}' + Q'\chi)a + Q(a - \operatorname{tang}\alpha)][\operatorname{tang}\omega - \operatorname{tang}\alpha] = 0,$$

qui ne sera généralement satisfaite que par $\omega = \alpha$. On a donc le théorème :

Si une force horizontale appliquée au joint de la clef d'une demi-voûte pour assurer l'équilibre est susceptible d'un maximum ou d'un minimum pour faire équilibre, autour d'un point d'une courbe déterminée, au poids de la portion de la demi-voûte comprise entre le joint passant par ce point et celui de la clef, la courbe des pressions pour le maximum et le minimum est tangente à la courbe ci-dessus.

Pour que les équations (3″) et (6) soient compatibles avec la condition $\omega = \alpha$, il faut que l'on ait $u = 1$.

La courbe des pressions ne passera pas de part et d'autre de la courbe donnée en leur point de contact; en d'autres termes, on ne pourra pas avoir $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{d^2\eta}{d\chi^2}$ pour $x = \chi$. En effet, l'équation (2) donne

$$\frac{d^2y}{d\chi^2} - \frac{d^2\eta}{d\chi^2} = \frac{d^2a}{d\chi^2}(x - \chi) + 2\frac{da}{d\chi}\left(\frac{1}{u} - 1\right) - \frac{a}{u^2}\frac{du}{d\chi};$$

mais pour $x = \chi$ on a $u = 1$, de sorte que, pour que le premier membre de cette équation pût s'annuler, il faudrait que l'on eût $\frac{du}{d\chi} = 0$. Or l'équation (3) différentiée deux fois donne, en appelant $\mathfrak{M}''$, Q'' les dérivées de $\mathfrak{M}'$ et Q' par rapport à χ,

$$P\frac{d^2y}{dx^2} = \mathfrak{M}'' + Q''\chi + \frac{Q'}{u} - \frac{Q}{u^2}\frac{du}{d\chi}.$$

On devrait donc avoir pour le point de contact, d'après ce qui précède,

$$P\frac{d^2\eta}{dx^2} = \mathfrak{M}'' + Q''x + Q';$$

mais l'équation (5) donne

$$P\frac{d^2\eta}{d\chi^2} = \mathfrak{M}'' + Q''\chi + 2Q',$$

d'où il suit qu'il faudrait que l'on eût $Q' = \frac{dQ}{d\chi} = 0$, ce qui ne peut avoir lieu.

240. *Des différents modes de rupture d'une voûte.* — Dans tout ce qui suit, nous supposerons que les pieds-droits d'une voûte sont inébranlables, sauf à revenir plus tard sur les conditions qu'ils doivent remplir au point de vue de leur stabilité.

D'après les expériences faites par Boistard, une voûte qui ne se tient pas en équilibre peut se disloquer suivant l'un des trois modes suivants.

1° *Rupture par glissement dans l'un et l'autre sens de la partie supérieure de la voûte suivant deux joints symétriques par rapport à celui de la clef; les parties inférieures peuvent elles-mêmes glisser sur leurs naissances* (*fig.* 347 et 348).

Il résulte de là que dans le temps très-court qui suit le décintrement la pression résultante sur les joints de glissement fait avec la normale un angle inférieur à celui de frottement.

Fig. 347.

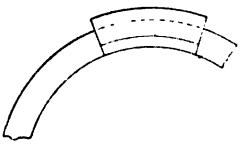
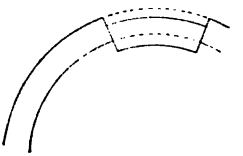


Fig. 348.



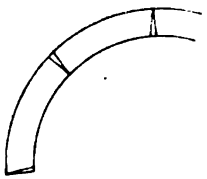
Le coefficient de frottement des maçonneries sur elles-mêmes est compris entre 0,75 et 0,58; mais il convient, pour plus de sécurité, de compter sur le dernier de ces chiffres.

2° *Rupture par rotation autour du sommet de la clef d'un joint des reins à l'extrados et aux naissances à l'intrados.*

La voûte (*fig.* 349) s'ouvre ainsi au point inférieur du joint de la clef, aux reins de l'extrados et aux naissances de l'in-

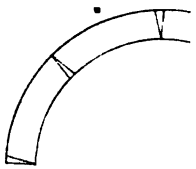
trados. Exemple : voûte circulaire extradossée parallèlement.

Fig. 349.



3° *Rupture par rotation autour de l'extrémité inférieure du joint de la clef, autour d'un point de l'extrados et à la naissance des reins de l'intrados.*

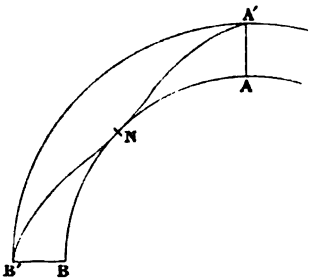
Fig. 350.



Les joints (*fig.* 350) s'ouvrent par conséquent au sommet de l'extrados, aux reins de l'intrados et aux naissances de l'extrados. Exemple : voûte en ogive.

241. *D'une voûte à l'état d'équilibre strict par rotation, en la supposant composée de matériaux incompressibles.* — Si une voûte ainsi composée se trouve en équilibre strict

Fig. 351.

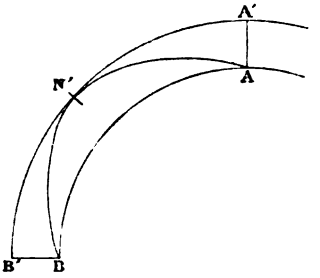


relativement au second des modes de rupture ci-dessus, la

courbe des pressions (*fig.* 351) part du sommet du joint de la clef, passe par la naissance de l'extrados et est tangente à l'intrados.

Dans l'hypothèse du troisième mode de rupture, la courbe des pressions (*fig.* 352) part du sommet de l'intrados, passe par la naissance de l'intrados et est tangente à l'extrados.

Fig. 352.



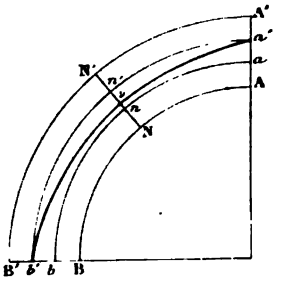
242. *Usage des courbes des pressions pour vérifier un projet de voûte relativement à la stabilité par rotation.* - Supposons encore, jusqu'à nouvel ordre, que la voûte soit composée de matériaux doués d'une résistance indéfinie à la compression. Si l'on fait passer une courbe des pressions par le sommet A' de la clef et par la naissance B' de l'extrados, et si cette courbe ne touche pas l'intrados, le second mode de rupture ne pourra pas se produire, car, si l'on fait passer une seconde courbe des pressions par deux points intermédiaires *a'*, *b'* des joints de la clef et de la naissance, elle sera plus éloignée de l'intrados que la précédente.

De la même manière, le troisième mode de rupture ne se produira pas si, en faisant passer une courbe des pressions par l'extrémité inférieure A du joint de la clef et la naissance B de l'intrados, elle ne touche pas l'intrados.

Revenons maintenant à la réalité, en tenant compte de la compressibilité des matériaux et de leur résistance à l'écrasement. Portons sur le joint NN' (*fig.* 353) les longueurs N*n*, N'*n'* égales au tiers de ce joint, et soient *anb*, *a'n'b'* les lieux géométriques des points *n*, *n'*, rencontrant respectivement le

joint de la clef aux points a, a' et celui de la naissance aux points b, b'. Soient $\mathfrak{N}$ la composante normale de la pression totale $\mathfrak{P}$ qui s'exerce sur le joint, et ν son point d'application. Si ν se trouvait au milieu de NN', la pression normale $\mathfrak{N}$ serait uniformément répartie sur toute l'étendue du joint, et l'on se

Fig. 353.



trouverait dans les meilleures conditions au point de vue de la conservation des matériaux. Si ν se déplace vers n, les pressions élémentaires sur N'ν iront en diminuant à partir de ν, tandis qu'elles iront en augmentant sur νN et atteindront leur maximum en N; cette dernière partie du joint fatiguera ainsi plus que l'autre. Lorsque ν sera arrivé en n, la pression élémentaire sera nulle en N', où le joint tendra par suite à s'ouvrir. Si le point ν se rapproche encore de N, les pressions élémentaires deviendront nulles sur une étendue croisante du joint, mesurée à partir de N', et le joint tendra de plus en plus à s'ouvrir, si toutefois il ne s'ouvre pas, tandis que νN fatiguera de plus en plus. Il est clair qu'il y aurait écrasement de la matière avant que ν arrivât en N, où un élément de surface extrêmement petit supporterait la pression normale $\mathfrak{N}$.

Le même raisonnement s'applique évidemment à un déplacement inverse de ν qui tendrait à provoquer une ouverture de la voûte à l'intrados.

On voit, d'après ce qui précède, que l'on se trouvera dans des conditions très-favorables à la résistance à l'écrasement des voussoirs si le point ν se trouve entre n et n', et au pis aller en un de ces points; la pression $\mathfrak{N}$ se trouvera ainsi ré-

partie, quoique non uniformément, sur les $\frac{2}{3}$ au moins de la largeur du joint.

Si donc on satisfait à la condition que la courbe des pressions passant par a' et b' ne coupe pas ou ne fait que toucher la courbe anb, le second mode de rupture ne tendra pas à se produire.

Il en sera de même du troisième mode si la courbe des pressions passant par a et b ne coupe pas ou ne fait que toucher $a'n'b'$.

Si l'une ou l'autre de ces conditions n'est pas satisfaite, on augmentera l'épaisseur aux reins graduellement en allant vers les naissances jusqu'au moment où l'on arrivera à un résultat convenable. C'est en quoi consiste le mode de vérification dû à Méry.

Nous croyons devoir répéter que, pour que le premier mode de rupture ne se produise pas, il faut que l'angle maximum formé par la pression sur un joint avec la normale à ce joint soit inférieur à l'angle de frottement, ce dont on devra s'assurer.

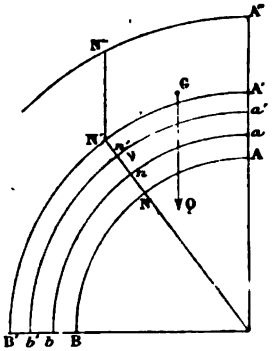
Au point de vue pratique, il suffit évidemment de tracer le *polygone des pressions* relatif aux joints réels, qui, au point de vue de la stabilité, doit se trouver dans les conditions ci-dessus définies.

Les ingénieurs se contentent généralement de tracer une courbe ou polygone des pressions passant par le milieu du joint de naissance et par le point supérieur de division en trois parties égales du joint fictif de la clef. Ils considèrent la voûte comme stable si le tracé reste dans les limites du profil déterminé par les courbes anb, $a'n'b'$.

243. *Extension de la méthode des courbes des pressions dans le cas d'une surcharge.* — Soient (*fig.* 354) A″N″ le profil de la surcharge; A″, N″ ses intersections avec les directions du joint de la clef et de la verticale du point N′ de l'extrados. La seule différence avec ce qui précède, dans la détermination des courbes des pressions, consiste à considérer le centre de gravité G comme se rapportant, non plus à la portion AA′NN′ de la voûte, mais à l'aire A″ANN′N″, conformé-

ment à la supposition faite à la fin du n° 234, et l'on procédera alors à la vérification comme ci-dessus.

Fig. 354.

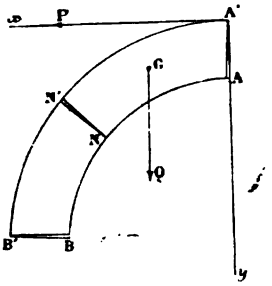


244. *Des conditions de stabilité des voûtes établies d'après les principes de Coulomb.* — Nous supposerons, dans ce qui suit, que les matériaux sont doués d'une résistance indéfinie.

Nous allons considérer de nouveau les trois modes de rupture d'une voûte.

1° *Conditions que doit remplir une voûte pour que des voussoirs ne tendent pas à glisser les uns sur les autres.* — Soient (*fig.* 355)

Fig. 355.



Q le poids de la portion de la voûte limitée par le joint de la clef AA′ et un joint quelconque NN′, et de sa surcharge s'il y en a une ;

P la force horizontale, appliquée en un point quelconque de AA', capable de maintenir en équilibre la demi-voûte considérée;

α l'angle de frottement des maçonneries sur elles-mêmes;

θ l'angle que forme la direction du joint NN' avec la verticale.

Pour qu'il n'y ait pas de tendance au glissement de haut en bas et de bas en haut, il faut que l'on ait respectivement

$$(1)\qquad \begin{cases} Q\cos\theta - P\sin\theta < (Q\sin\theta + P\cos\theta)\tang\alpha, \\ P\sin\theta - Q\cos\theta < (Q\sin\theta + P\cos\theta)\tang\alpha. \end{cases}$$

De la première de ces inégalités on déduit

$$P > Q\cot(\theta+\alpha);$$

par suite

$$(2)\qquad P > \max.Q\cot(\theta+\alpha).$$

La seconde des inégalités ci-dessus, mise sous la forme

$$P\sin(\theta-\alpha) < Q\cos(\theta-\alpha),$$

étant toujours satisfaite pour $\theta < \alpha$, conduit à poser

$$(2')\qquad P < \min.Q\cot(\theta-\alpha).$$

Nous désignerons par $\mathfrak{P}_g$, $\mathfrak{P}'_g$ ce que l'on peut appeler les *poussées théoriques* dues à l'une ou l'autre tendance au glissement, en posant

$$(a)\qquad \mathfrak{P}_g = \max.Q\cot(\theta+\alpha),$$

$$(b)\qquad \mathfrak{P}'_g = \min.Q\cot(\theta-\alpha).$$

Pour qu'il n'y ait pas tendance au glissement il faut donc et il suffit que l'on ait

$$\mathfrak{P}_g < \mathfrak{P}'_g.$$

2° *Condition que doit remplir une voûte pour qu'elle ne tende pas à s'ouvrir simultanément à l'extrémité inférieure du joint de la clef, aux reins à l'extrados et aux naissances à l'intrados.* — Si la voûte était strictement en équilibre, la pression horizontale exercée par chaque demi-voûte sur l'autre

passerait par le sommet A′ du joint de la clef, et c'est pourquoi nous supposerons que la force P passe par ce point.

Soient (*fig.* 355)

G le centre de gravité de l'aire Q = AA′NN′;

A′x, A′y l'horizontale et la verticale du point A′;

x, y les coordonnées d'un point de l'intrados;

$\mathfrak{M}$ le moment du couple auquel le poids Q donne lieu en le transportant parallèlement à lui-même en A′;

x_1, y_1 les coordonnées de la naissance B′ parallèles à Ox, Oy;

Q_1, $\mathfrak{M}_1$ les valeurs de Q et $\mathfrak{M}$ pour la demi-voûte entière, en prenant pour centres des moments le point B′.

Pour qu'il n'y ait pas tendance à la rotation autour du point N, il faut que le moment de P par rapport à ce point soit supérieur à celui du poids Q ou que l'on ait

$$Py > \mathfrak{M} + Qx,$$

d'où

$$P > \frac{\mathfrak{M} + Qx}{y}.$$

Si l'on fait varier la position du point N sur l'intrados, le second membre de cette inégalité atteindra une certaine valeur plus grande que toutes les autres et qui sera généralement un maximum algébrique. Il faut donc que l'on ait

$$P > \max. \frac{\mathfrak{M} + Qx}{y}. \tag{3}$$

Pour que la voûte ne puisse pas s'ouvrir à la naissance, il faut que l'on ait

$$Py_1 < \mathfrak{M}_1 + Q_1 x_1. \tag{4}$$

Le mode de rupture par rotation, que nous avons admis *a priori*, n'aura pas lieu si l'on vérifie que

$$\max. \frac{\mathfrak{M} + Qx}{y} < \frac{\mathfrak{M}_1 + Q_1 x_1}{y_1}. \tag{5}$$

Soient

$$\mathfrak{P}_r = \max. \frac{\mathfrak{M} + Qx}{y} \tag{6}$$

ce que nous appellerons la *poussée théorique relative à la*

rotation; μ un *coefficient de stabilité,* censé connu, supérieur à l'unité et dont la valeur doit résulter de la comparaison entre les résultats du calcul et ceux d'observations faites sur un grand nombre de voûtes qui ont duré bien des années; la condition (*d*) peut être considérée comme équivalente à l'équation suivante

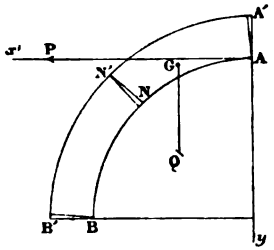
$$(e) \qquad \mu \mathfrak{P}_r = \frac{\mathfrak{M}_1 + Q x_1}{y_1},$$

qui fera connaître, s'il le faut, l'épaisseur de la voûte supposée constante.

On a été conduit à estimer de 1,30 à 1,40 la valeur de μ pour les voûtes circulaires.

3° *Condition pour qu'une voûte ne tende pas à s'ouvrir au sommet de la clef, aux reins de l'intrados et aux naissances de l'extrados.* — Prenons maintenant pour origine des

Fig. 356.



coordonnées le point A (*fig.* 356). Soient x', y' les coordonnées de N'.

Pour qu'il n'y ait pas de tendance à la rotation autour de N, il faut que

$$P y' < \mathfrak{M} + Q x',$$

d'où

$$(5) \qquad P < \text{min.} \frac{\mathfrak{M} + Q x'}{y'}.$$

Pour qu'il n'y ait pas tendance à la rotation autour de B, dont nous désignerons par x'_1 et y'_1 les coordonnées, il faut que l'on ait

$$(6) \qquad P y'_1 < \mathfrak{M} + Q_1 x'_1$$

Nous poserons

$$(f) \qquad \mathfrak{P}_r = \min. \frac{\mathfrak{M} + Qx'}{y'}$$

pour définir la poussée théorique due à la rotation autour d'une arête de l'extrados.

Il n'est pas nécessaire de connaître P pour reconnaître si une voûte, quelle qu'en soit la forme, peut tenir : il suffit de s'assurer si les conditions (2), (2'), (3), (4), (5), (6) sont compatibles entre elles.

Mais on voit presque toujours, *a priori*, quels sont les deux modes de rupture respectivement par glissement et par rotation que l'on a à redouter, de sorte que l'on n'a plus à considérer que trois inégalités.

Dans la plupart des cas, ce sont les inégalités (2), (3) et (4) dont on ait à tenir compte.

Si l'on considère les courbes des pressions correspondant aux poussées $\mathfrak{P}_r$, $\mathfrak{P}_r$, c'est-à-dire les courbes des pressions correspondant à l'équilibre strict par rotation relativement aux reins, on reconnaîtra facilement que nous n'avons fait qu'exprimer que ces deux courbes sont respectivement tangentes à l'intrados et à l'extrados (n° 239), et qu'elles coupent le joint de naissance entre B et B'. A ce point de vue, la méthode de Méry est bien plus simple.

Nous allons déterminer les valeurs de $\mathfrak{P}_g$ et de $\mathfrak{P}_r$ dans quelques cas particuliers.

245. *Des voûtes en arc de cercle extradossées parallèlement.* — Soient (*fig.* 355)

R le rayon de l'intrados;

KR celui de l'extrados;

θ l'angle formé par le joint NN' avec la verticale du centre O;

r le rayon vecteur mené en un point quelconque de ce joint.

Nous avons

$$x = R\sin\theta, \quad y = R(K - \cos\theta),$$

$$Q = \int_0^{\theta}\int_R^{KR} r\,d\theta\,dr = \frac{R^2(K^2-1)}{2}\theta,$$

$$\mathfrak{M} = -\int_0^{\theta}\int_K^{KR} r\,d\theta\,dr.\,r\sin\theta = -\frac{R^3}{3}(K^3-1)(1-\cos\theta),$$

d'où

$$\frac{\mathfrak{P}_g}{R^2} = \frac{K^2-1}{2} \max.\, \theta \cot(\theta+\alpha). \tag{7}$$

Ce maximum correspond à une valeur de θ ou de l'angle de rupture par glissement fournie par l'équation

$$2\theta - \sin 2(\theta+\alpha) = 0, \tag{7'}$$

qui donne pour θ une valeur comprise entre o et $90^\circ - \alpha$.

La fonction $\theta\cot(\theta-\alpha)$ n'étant pas susceptible d'un minimum algébrique, la valeur de $\mathfrak{P}_g$ correspond à la plus grande valeur de θ, c'est-à-dire aux naissances.

L'équation (c) du numéro précédent donne

$$\frac{6\mathfrak{P}_r}{R^2(K-1)} = \max. \frac{3(K+1)\theta\sin\theta + 2(K^3-1)}{K-\cos\theta} - 2(K^2+K+1). \tag{8}$$

Ce maximum correspond à la valeur de θ donnée par l'équation suivante :

$$\begin{cases} 3(K+1)(\sin\theta+\theta\cos\theta)(K-\cos\theta) \\ \quad -[3(K+1)\theta\sin\theta+2(K^2-1)]\sin\theta = 0. \end{cases} \tag{9}$$

Les formules (8) et (9) ont permis au colonel Petit (¹) de dresser une Table des valeurs de θ ou des ***angles de rupture*** pour des valeurs de K croissant en progression arithmétique entre les limites les plus usuelles de ce rapport.

En remarquant que l'on a $x' = KR\sin\theta$, $y = KR(1-\cos\theta)$, la formule (f) donne

$$\frac{6\mathfrak{P}'_r}{R^2(K-1)} = \min. \frac{3(K+1)K\theta\sin\theta}{1-\cos\theta} - 2(K^2+K+1). \tag{8'}$$

Le minimum correspond à $\theta = o$, et, comme la rupture supposée ne serait, par suite, possible qu'au sommet de la clef à l'extrados et à la naissance de l'intrados, elle n'est pas à redouter.

Les formules (7) et (8) devront toujours entrer en considération pour les voûtes en plein cintre; il en sera de même

(¹) *Mémorial de l'officier du génie*, n° 12.

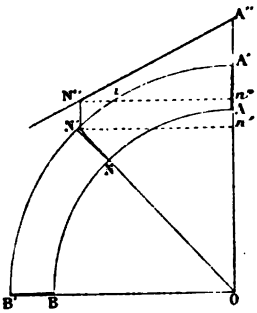
pour les voûtes surbaissées si leur demi-ouverture est supérieure à la valeur de θ donnée par les formules (7') et (9'). Mais, si la demi-ouverture est inférieure à l'une ou à l'autre de ces valeurs ou à toutes deux, il n'y aura pas lieu de se préoccuper de la condition (e), la rupture supposée ne pouvant se produire.

Dans ce dernier cas, les conditions (2) et (4) devront seules être remplies.

246. *Voûtes en arc de cercle extradossées en chape dite en dos d'âne.* — Supposons que la voûte supporte une surcharge de maçonnerie limitée à sa partie supérieure par deux plans inclinés de l'angle i sur l'horizon et qui se coupent au point A″ situé sur la direction du joint de la clef.

Soient (*fig.* 357)

Fig. 357.



A″N″ la trace de l'un de ces plans;

N′ son intersection avec la verticale du point N′;

n', n'' les projections de N′, N″ sur OA′;

γKR la distance A′A″, γ étant un coefficient donné.

Conservons d'ailleurs les notations qui précèdent. La figure donne

$$N'n' = N''n'' = KR\sin\theta, \quad A''n'' = KR\sin\theta\tang i, \quad On' = KR\cos\theta,$$
$$n'n'' = OA'' - On' - A''n'' = KR'(1 + \gamma - \sin\theta\tang i - \cos\theta).$$

Il est facile maintenant d'évaluer l'aire OA″N″N′O, et, en en retranchant l'aire du secteur ONA″, on aura celle qui repré-

sente le poids Q. On trouve ainsi

$$(10)\qquad \frac{Q}{K^2R^2} = \left[\tfrac{3}{2}(1+\gamma) - \sin\theta\tang i - \cos\theta\right]\sin\theta - \frac{\theta}{2K^2}.$$

Le moment du trapèze ON'NA'' par rapport à OA'' est égal à

$$\overline{N''n''}^2\left[\tfrac{1}{3}(A'n''+On') + \tfrac{1}{2}n'n''\right] = \frac{\overline{N''n''}^2}{3}\left(OA'' - \frac{n'n''}{2}\right)$$
$$= \frac{R^3K^3\sin^2\theta}{2}\left[1+\gamma-\tfrac{1}{3}(\sin\theta\tang i+\cos\theta)\right];$$

le moment du secteur ONA étant

$$\frac{R^3}{3}(1-\cos\theta),$$

en prenant la différence entre ces deux expressions et la changeant de signe, on aura la valeur de $\mathfrak{M}$, et l'on a ainsi

$$\frac{\mathfrak{M}}{R^3K^3} = -\sin^2\theta\left[1+\gamma-\tfrac{1}{3}(\sin^2\theta\tang i+\cos\theta)\right] + \frac{1}{3K^3}(1-\cos\theta).$$

On a d'ailleurs

$$x = R\sin\theta,\quad y = R(1-\cos\theta),$$

et par suite tous les éléments voulus pour établir les conditions de stabilité de la voûte, comme nous l'avons fait dans le cas précédent.

En supposant $i = 0$, on se trouvera dans le cas d'une voûte extradossée de niveau.

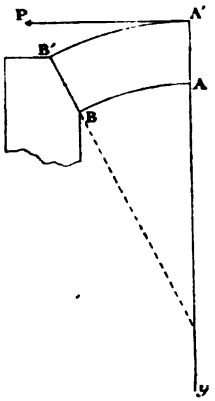
Les conditions de stabilité des voûtes en anse de panier (¹) ne présentent d'autres difficultés que des longueurs de calcul et nous ne nous y arrêterons pas; nous nous bornerons à faire remarquer qu'il faut d'abord supposer que chacun des joints de rupture par glissement et par rotation peut se trouver successivement sur les arcs de cercle de l'intrados ou de l'extrados de la demi-voûte. On doit rejeter les positions du joint qui se trouveraient en dehors de l'arc supposé, et de plus, si deux de

(¹) *Voir* le Mémoire du général Audoy *Sur la stabilité des voûtes en berceau* (*Mémorial de l'officier du génie*, n° 14).

ces positions sont admissibles, il faut choisir celle pour laquelle le danger de rupture est le plus grand.

247. *Remarque relative aux voûtes surbaissées.* — Lorsqu'une voûte est assez surbaissée pour que le joint de rupture de l'intrados se trouve au-dessous de la ligne des naissances (*fig.* 358), les seuls modes de rupture que l'on ait à

Fig. 358.



redouter auraient lieu autour de A' et de B. Si x_1 et y_1 sont les coordonnées du dernier de ces points, on a la condition simple

$$P > \frac{\mathfrak{M} + Q x_1}{y_1}. \qquad (2)$$

Néanmoins, pour plus de sécurité, si l'on veut exprimer qu'il ne doit pas y avoir de rotation autour de B', il vient, en plaçant l'origine en A et appelant x'_1, y'_1 les coordonnées de B' par rapport aux nouveaux axes,

$$P < \frac{\mathfrak{M} + Q x'_1}{y'_1}. \qquad (3)$$

Il faut donc que l'on ait

$$\frac{\mathfrak{M} + Q x_1}{y_1} < \frac{\mathfrak{M} + Q x'_1}{y'_1}.$$

Soient e l'épaisseur de la voûte suivant les naissances, i l'inclinaison des joints des naissances sur l'horizon ; on a

$$y_1 - y'_1 = e\sin i, \quad x'_1 - x_1 = e\cos i,$$

et, en remplaçant dans (γ) les valeurs de y'_1 et x'_1 déduites de ces équations, on trouve

$$(\delta) \qquad Q_1(y_1\cot i + x_1) + \mathfrak{M} > 0,$$

inégalité qui sera généralement satisfaite. La stabilité relative à la rotation est donc assurée.

En nous reportant à ce que nous avons dit pour le glissement vers le dehors, nous avons

$$P < \text{min.}\, Q\cot(\theta - \alpha),$$

d'où, en se reportant à (α),

$$(\gamma) \qquad \text{min.}\, Q\cot(\theta - \alpha) > \frac{\mathfrak{M} + Q_1 x_1}{y_1}.$$

Le glissement peut être évité en engageant les naissances dans la maçonnerie des pieds-droits, qui au sommet devront avoir une largeur suffisante.

248. *Plates-bandes.* — Une plate-bande est une sorte de voûte dont l'intrados et l'extrados sont des plans horizontaux, mais qui diffère d'une voûte proprement dite en ce que, pour qu'elle puisse tenir, il faut que les joints soient inclinés sur l'intrados.

Soient (*fig.* 359)

AB, A′B′ l'intrados et l'extrados ;

AA′ le joint de la clef ;

NN′ un joint quelconque dont la direction rencontre celle de AA′ au point C ;

θ l'angle formé par ces deux directions ;

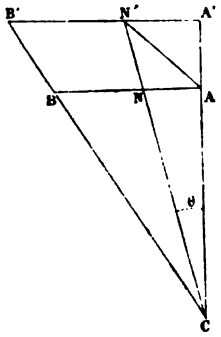
e l'épaisseur de la plate-bande ;

P la force horizontale agissant en un point de AA′ que nous laisserons d'abord indéterminé, capable de tenir en équilibre chacune des demi-plates-bandes ;

d la distance AC.

Proposons-nous en premier lieu de déterminer, si toutefois cela est possible, la condition que doivent remplir les directions des joints pour que l'équilibre puisse subsister sans l'intervention du frottement.

Fig. 359.



Le poids de AA'NN' a pour expression

$$1) \qquad Q = \frac{A'N' + AN}{2} e = e\left(d + \frac{e}{2}\right) \operatorname{tang} \theta.$$

Si l'on exprime que sa composante suivant NN' est égale à la composante semblable de P, on trouve

$$2) \qquad e\left(d + \frac{e}{2}\right) = P.$$

Si donc d est constant, ou si la direction des joints passe par un même point C de celle du joint de la clef, comme nous le supposerons dorénavant, il y aura une certaine valeur de P pour laquelle les voussoirs ne tendront pas à glisser les uns sur les autres ni dans un sens ni dans l'autre.

Supposons maintenant que la force P passe par le point A' et proposons-nous de déterminer la condition qui doit être remplie pour qu'il n'y ait pas de tendance à la rotation autour du point N. Le moment du poids Q censé appliqué au point A' par rapport au point N est

$$Q \times AN = ed\left(d + \frac{e}{2}\right) \operatorname{tang}^2 \theta.$$

En décomposant le trapèze A'NN'A en deux triangles par la diagonale AN', on reconnaît facilement que le moment, changé de signe, de ce trapèze par rapport à OA' a pour valeur

$$\mathfrak{M} = -\frac{e}{2}\tan g^2\theta\left(d^2 + ed + \frac{e^2}{3}\right),$$

d'où

$$\mathfrak{M} + Q \times AN = \frac{e}{2}\tan g^2\theta\left(d^2 - \frac{e^2}{3}\right).$$

Il faut donc, pour la stabilité, que l'on ait

$$P \geq \frac{1}{2}\ \text{max.}\left(d^2 - \frac{e^2}{3}\right)\tan g^2\theta.$$

Si donc θ' est la valeur de θ correspondant aux naissances, nous devrons avoir

$$P \geq \frac{1}{2}\left(d^2 - \frac{e^2}{3}\right)\tan g^2\theta', \tag{3}$$

ou, en admettant la valeur (2) de la force P,

$$e^2\left(1 + \frac{1}{3}\tan g^2\theta'\right) + 2ed - d^2\tan g^2\theta' > 0. \tag{4}$$

Si donc on se donne d, la racine positive de l'équation

$$e^2\left(1 + \frac{1}{3}\tan g^2\theta'\right) + 2ed - d^2\tan g^2\theta' = 0 \tag{5}$$

fera connaître une limite inférieure de l'épaisseur e et l'on a pour déterminer cette limite

$$\frac{e}{d} = \frac{-1 + \sqrt{1 + \tan g^2\theta'\left(1 + \frac{1}{3}\tan g^2\theta'\right)}}{1 + \frac{1}{3}\tan g^2\theta'}. \tag{6}$$

Pour $\theta' = 30^\circ$ et $\theta' = 45^\circ$ on a respectivement

$$\frac{e}{d} = 0{,}105 \quad \text{et} \quad \frac{e}{d} = 0{,}396;$$

il suffit de constater ces résultats pour faire voir qu'il faut limiter dans certaine mesure l'angle θ' si l'on ne veut pas arriver à des épaisseurs exagérées.

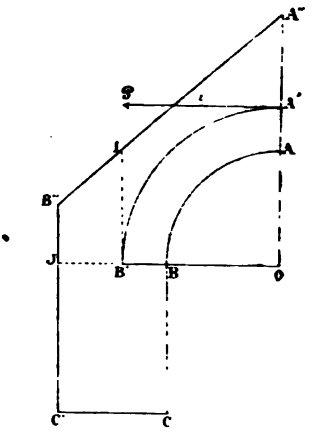
249. ***De l'épaisseur des pieds-droits d'une voûte.*** — Nous avons supposé jusqu'ici que les pieds-droits d'une voûte

étaient inébranlables. Il nous reste maintenant à déterminer l'épaisseur qu'ils doivent avoir pour qu'il en soit ainsi ou à vérifier si cette épaisseur est suffisante pour assurer la stabilité.

1° *Emploi des courbes des pressions.* — On continuera dans l'intérieur de chaque pied-droit les courbes des pressions qui ont servi à s'assurer de la stabilité de la demi-voûte correspondante. Si chaque courbe se termine dans le tiers moyen de la base du pied-droit en faisant avec la verticale un angle inférieur à l'angle de frottement de la maçonnerie sur le sol, on devra avoir toute confiance dans la solidité de la construction.

2° *Application de la méthode de Coulomb.* — Pour calculer l'épaisseur d'un pied-droit, on exprimera que le moment de la poussée multipliée par le coefficient de stabilité, relatif à l'extrémité extérieure de la base du pied-droit, est égal au moment du poids total de la demi-voûte, de la surcharge et du pied-droit. On devra d'ailleurs s'assurer que la poussée, toujours multipliée par le coefficient de stabilité, est inférieure au frottement sur le sol.

Fig. 36o.



Considérons par exemple une voûte en plein cintre extradossée en chape et conservons de plus les notations du n° 246. Soient de plus (*fig.* 36o)

H la hauteur BC du pied-droit, mesurée à partir de la naissance BB′ de la voûte;

u l'épaisseur CC′;

I le point de rencontre de la verticale de B′ avec la chape.

Nous avons posé $A'A'' = KR\gamma$; la valeur de B′I s'obtiendra en supposant $\theta = 90^\circ$ dans la valeur de $n'n''$ du numéro précité, ce qui donne

$$B'I = KR(1 + \gamma - \operatorname{tang} i). \tag{1}$$

L'aire OB′IA″ et son moment par rapport à A′ seront donnés par les formules (20) et (21) du même numéro, en y faisant $\theta = 90^\circ$, et l'on a ainsi

$$\begin{cases} Q = K^2R^2\left[\frac{3}{2}(1+\gamma) - \operatorname{tang} i - \frac{\pi}{4K^2}\right], \\ \mathfrak{M} = -R^3K^3\left[1 + \gamma - \frac{1}{3}\operatorname{tang} i - \frac{1}{3K^3}\right]. \end{cases} \tag{2}$$

Le moment de l'aire Q, par rapport au point C′, est par suite

$$\begin{cases} K^2R^2\left[\frac{3}{2}(1+\gamma) - \operatorname{tang} i - \frac{\pi}{4K^2}\right](R+u) \\ \quad - R^3K^3\left(1 + \gamma - \frac{1}{3}\operatorname{tang} i - \frac{3}{3K^3}\right). \end{cases} \tag{3}$$

Si J est l'intersection de OB′ avec C′B″, le moment du trapèze IB′JB″ par rapport à C′ est

$$\begin{cases} \frac{\overline{JB'}^2}{6}(2B'I + JB'') = \frac{\overline{JB'}^2}{6}(3B'I - JB'\operatorname{tang} i) \\ \quad = \frac{[u - R(K-1)]^2}{6}\{3KR(1+\gamma-\operatorname{tang} i) - [u - R(K-1)]\operatorname{tang} i\}. \end{cases} \tag{4}$$

Enfin, le moment de BCC′J est

$$\frac{Hu^2}{2}. \tag{5}$$

En égalant la somme des expressions (3), (4) et (5) au moment

$$\mu\mathfrak{P}(KR + H) \tag{6}$$

de la poussée $\mu\mathfrak{P}$, on aura une équation du second degré qui fera connaître l'épaisseur u du pied-droit.

Si la hauteur du pied-droit est assez grande par rapport à l'ouverture de la voûte pour que l'on puisse négliger le poids de la maçonnerie de cette voûte, nous n'aurons plus qu'à considérer les expressions (5) et (6); en les égalant après avoir négligé le terme en KR dans la seconde, on trouve

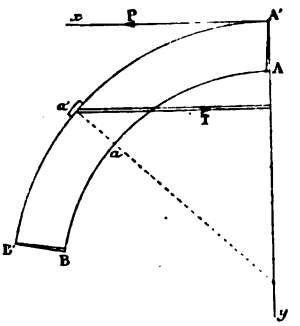
$$u = \sqrt{2\mu\mathfrak{P}}.$$

On désigne souvent cette valeur, qui est indépendante de la forme de la voûte, sous le nom de *limite de l'épaisseur* d'un pied-droit, lorsque sa hauteur augmente indéfiniment.

250. ***Emploi des tirants en fer pour consolider les voûtes en berceau.*** — Dans la construction des édifices, il arrive souvent que l'on soit obligé de donner aux voûtes et à leurs pieds-droits des épaisseurs inférieures à celles qui seraient nécessaires pour assurer la stabilité relative à la rotation. On consolide alors la voûte en reliant ses deux moitiés par des tirants en fer horizontaux fixés à des voussoirs dans la région où la rupture se produirait naturellement.

Considérons le cas d'un seul tirant reliant le sommet a' (*fig.* 361) d'un voussoir de la demi-voûte AA'BB' au sommet

Fig. 361.



du voussoir qui lui est symétrique par rapport à la direction A'y du joint de la clef.

Soient

β l'inclinaison du joint aa' sur A'y;
T la tension du tirant;
S le poids de A A' aa';
η la distance de T au point A'.

Conservons, d'ailleurs, les notations du n° 244.

La réaction de aa'BB' sur la partie supérieure de la demi-voûte étant censée normale au joint aa', il vient, en projetant les forces sur les directions de ce joint,

$$(P - T)\sin\beta - S\cos\beta = 0,$$

d'où

$$T = P - S\cot\beta. \tag{1}$$

En transportant cette force T parallèlement à elle-même en A', on obtient un couple dont le moment est

$$T\eta = \eta(P - S\cot\beta).$$

Pour un joint compris entre A et a, on a, comme au numéro précité,

$$P > \frac{\mathfrak{M} + Qx}{y}. \tag{2}$$

Pour un joint situé au-dessous de a, il faut, pour qu'il n'y ait pas de rupture par rotation, que

$$(P - T)y + T\eta > \mathfrak{M} + Qx,$$

d'où

$$P > \frac{\mathfrak{M} + Qx - S(y - \eta)\cot\beta}{\eta}. \tag{3}$$

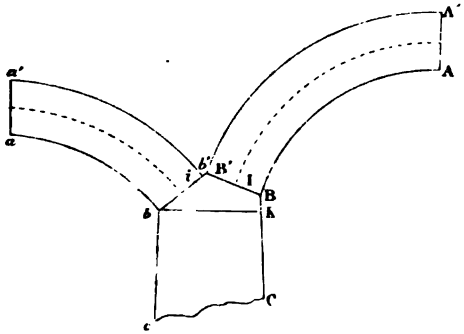
On prendra pour la poussée le plus grand des maxima des seconds membres des inégalités (2) et (3), et la condition de stabilité relative à la naissance s'établira comme dans le cas ordinaire.

La formule (1) fera connaître T, par suite la section qu'il convient de donner au tirant.

251. *Voûtes accolées reposant respectivement par l'une de leurs extrémités sur un même pilier.* — Ce cas se présente fréquemment dans la construction des ponts en pierre, de certains édifices religieux, de caves d'une grande largeur, etc.

Soient (*fig.* 362) AA′, *aa′* les joints à la clef des deux voûtes

Fig. 362.



les lettres accentuées se rapportant à l'extrados), BB′, *bb′* leurs joints de naissance vers le pilier commun. Supposons que *b* soit la naissance la plus basse de celles des deux intrados, et soit *b*K l'assise fictive du pilier passant par ce point.

Admettons, pour plus de simplicité, que l'on se soit assuré de la stabilité des deux voûtes au moyen du procédé pratique indiqué au n° 242, consistant à tracer deux courbes des pressions passant par les points de division supérieurs des joints de clefs divisés en trois parties égales et par les milieux I et *i* de BB′ et *bb′*. Désignons par R la résultante des efforts exercés sur BB′ et *bb′* et que l'on sait déterminer. On peut faire abstraction du poids du prisme BB′*b′b*KB, qui est ou nul ou très faible, et alors considérer la résultante R comme étant la pression plus ou moins oblique exercée sur le joint *b*K.

Cette résultante servira de base à la détermination d'une courbe des pressions dans le profil du pilier, dont on vérifiera la stabilité d'après la règle indiquée plus haut.

252. *Contre-forts.* — Lorsque les murs sont insuffisants pour résister à la poussée d'une voûte, comme cela a lieu dans

la construction de grands édifices religieux, on les soutient par des contre-forts formés ordinairement d'arceaux partant des murs, aboutissant à des piliers dont il est très facile de vérifier les conditions de stabilité. Ces contre-forts servent d'ailleurs à l'ornementation (exemple : Notre-Dame de Paris).

Pour des temples d'une importance secondaire, les contre-forts sont des piliers légèrement inclinés sur la verticale à l'extérieur.

§ II. — *Des voûtes biaises.*

253. Supposons, pour fixer les idées, que l'on veuille construire un pont en pierre sur un cours d'eau dont l'axe ne soit pas perpendiculaire à celui d'une voie de circulation dont on veut établir la continuation. Le choix d'une voûte en berceau, à têtes perpendiculaires aux génératrices de l'intrados, deviendrait très-onéreux si le cours d'eau a une certaine largeur et si l'angle aigu formé par son axe et celui de la voie est faible, car on arriverait alors à donner au pont une largeur considérable, qui recouvrirait inutilement une certaine étendue de terrain.

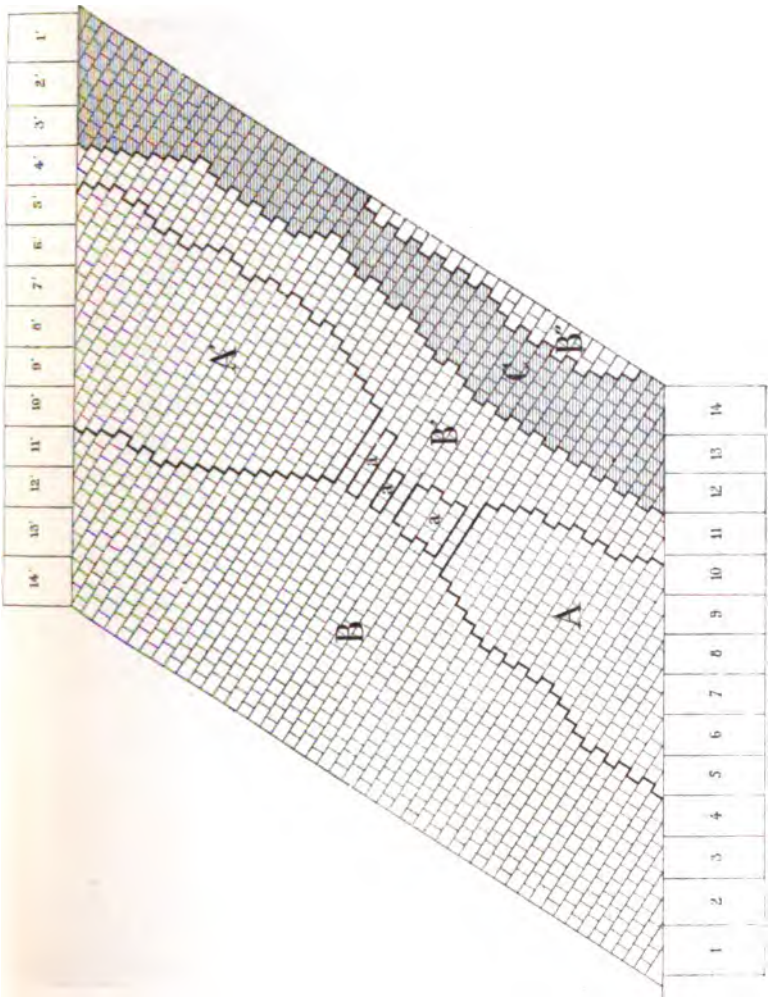
A la vérité, on pourrait composer la voûte d'anneaux cylindriques d'égale épaisseur, dont les têtes seraient parallèles à l'axe de la voie et perpendiculaires aux génératrices de l'intrados; mais on applique peu cette solution, et l'on préfère conserver la forme cylindrique de l'intrados en limitant la voûte par des têtes parallèles au plan vertical passant par l'axe du cours d'eau.

On a alors recours à ce que l'on appelle une *voûte biaise*. L'*angle de biais* est l'angle que forme chacun des plans de tête avec la section droite de l'intrados.

Quelques ingénieurs admettent que la *poussée* en chaque point du joint de la clef d'une voûte biaise est comprise dans la section droite correspondante; dans cette hypothèse, deux portions de la voûte ne correspondant à aucune poussée de la voûte pousseraient *au vide*, suivant une expression adoptée. Mais il paraît nettement résulter d'une expérience de M. de la Gournerie, et qui a été bien souvent répétée au Conservatoire

des Arts et Métiers (*fig.* 363) et à l'Exposition universelle de 1878 (*fig.* 364), que la *poussée* est parallèle au plan des têtes.

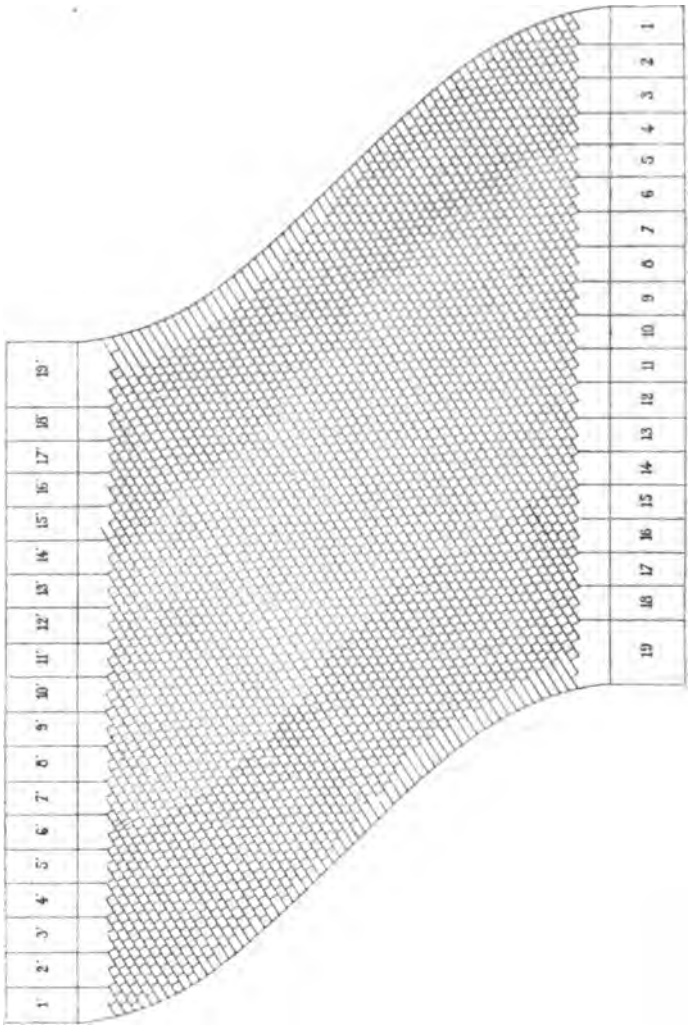
Fig. 363.



L'appareil dont il s'agit est une petite voûte biaise inclinée de 45° en plein cintre, formée de voussoirs creux en zinc dont

les joints sont recouverts d'une couche de vernis en vue d'augmenter le frottement.

Fig. 364.



En abaissant simultanément et successivement les tiges correspondantes de part et d'autre (*fig.* 363), (5, 5'), (6, 6'),

7, 7'), (8, 8'), (9, 9'), (10, 10'), il se forme les brèches A et A' et un effondrement *a*.

En abaissant les tiges (4) et (11'), il ne reste définitivement debout sur la droite que la partie C, reposant sur les piliers n°s 12, 13, 14 et 1, 1', 2', 3'. Il résulte de là que la rupture se produit toujours parallèlement aux plans de tête et qu'il doit en être de même de la tendance à la rupture.

On peut dès lors considérer la voûte comme étant un assemblage d'anneaux infiniment minces et à faces parallèles au plan de tête, et l'on voit ainsi que la recherche des conditions de stabilité de la voûte rentre dans le cas des voûtes droites.

A la vérité, ces arceaux élémentaires ne sont pas isolés les uns des autres, comme on peut le supposer sans inconvénient quand la voûte est droite. Il peut donc se faire que, pendant le décintrement, il se développe, sur les plans qui limitent les arceaux, des pressions qui ne soient pas égales et opposées; on expliquerait ainsi un mouvement dans la voûte se traduisant, dans la région des têtes adjacentes aux angles aigus de l'intrados, par de petits déplacements du dedans au dehors. Mais ces déplacements, n'étant que les résultats de l'élasticité des matériaux, peuvent être insensibles dans une voûte bien constituée. Cependant les murs de tête du pont de la Cluze, sur le Doubs (chemin de fer franco-suisse), ont dû être ancrés.

254. *Appareil orthogonal.* — Ce système a été imaginé en vue de satisfaire à la condition que l'appareil d'un anneau quelconque soit le même que celui d'une voûte droite. Il faut et il suffit pour cela : 1° que les traces des joints transversaux sur l'intrados soient des courbes parallèles à la courbe de tête; 2° que les traces des joints longitudinaux coupent les précédentes à angle droit ou qu'elles en soient les trajectoires orthogonales; 3° que les faces des voussoirs soient normales à l'intrados, et par conséquent qu'elles soient engendrées par une droite qui se déplace normalement à l'intrados, en s'appuyant sur le périmètre de la douelle de chaque voussoir.

Supposons que la courbe de tête soit une demi-ellipse, comme cela a lieu le plus généralement. Soient

Ox, Oy l'horizontale et la verticale de son centre O;

a, b les demi-axes correspondants;

ε l'abscisse du centre d'une section quelconque en projection sur le plan de tête.

L'équation de cette section est

$$\left(\frac{x-\varepsilon}{a}\right)^2+\frac{y^2}{b^2}=1.$$

On déduit de là, par la différentiation, puis par l'élimination de ε,

$$\frac{y^2}{b^2}\left(\frac{a^2}{b^2}\frac{dy^2}{dx^2}+1\right)=1.$$

Pour une trajectoire orthogonale pour laquelle $-\frac{dx}{dy}$ est égal au $\frac{dy}{dx}$ de l'équation précédente, nous aurons

$$\frac{y^2}{b^2}\left(\frac{a^2}{b^2}\frac{dx^2}{dy^2}+1\right)=1.$$

Si l'on intègre cette équation, on trouve

$$\frac{a}{b}x=C+\sqrt{b^2-y^2}+\frac{1}{2}b\log\frac{b-\sqrt{b^2-y^2}}{b+\sqrt{b^2-y^2}},$$

pour l'équation générale des trajectoires orthogonales en projection verticale, C étant une constante qui servira à définir la position de la courbe.

Si la courbe de tête est un cercle, chaque trajectoire est la développante de la chaînette, c'est-à-dire la tractrice.

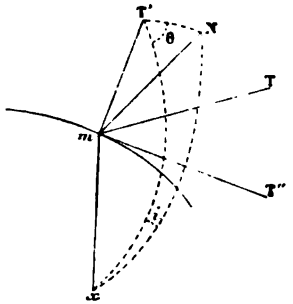
La projection horizontale d'une trajectoire s'obtiendra géométriquement en déterminant l'intersection du cylindre qui la projette verticalement avec l'intrados. Cette projection, ainsi que la projection verticale, n'est qu'une seule et même courbe, dont on fait varier la position.

La tangente mT' à la courbe de joint au point m de la courbe de tête, la tangente mT à la trajectoire orthogonale, la normale mN à l'intrados sont comprises dans le plan tangent (Q) à la surface du joint; les deux dernières de ces droites étant normales à la courbe de tête en m, il en est de même de (Q), et par suite de mT'; donc *le joint de parement est normal à la courbe de tête.*

Proposons-nous maintenant de déterminer l'angle θ que forme le plan tangent NmT′ avec le plan de tête T′mx, mx étant la verticale du point m.

Soient (*fig.* 365)

Fig. 365.



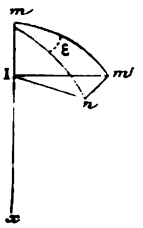
i l'angle de biais ;

m′T″ la tangente à la courbe de tête ;

α, α' les angles que forment avec mx les tangentes en m à la section droite et à la section oblique, angles qui peuvent facilement se déterminer l'un en fonction de l'autre (¹).

(¹) Soient en effet (*fig.* 366)

Fig. 366.



m' un point infiniment voisin de m de la section oblique ;

n, l ses projections sur la section droite et mx ;

ε l'angle formé par les tangentes en m aux deux sections.

On a

$$nm' = n\,\mathrm{l}\,\mathrm{tang}\,i = mn\,\sin\alpha\,\mathrm{tang}\,i \quad \text{et} \quad nm' = mn\,\mathrm{tang}\,\varepsilon,$$

d'où

$$\mathrm{tang}\,\varepsilon = \sin\alpha\,\mathrm{tang}\,i. \qquad (a)$$

On a aussi

$$nm' = m'\mathrm{l}\,\sin i = mm'\,\sin\alpha'\,\sin i,$$

Traçons le triangle sphérique $T'Nx$ ayant pour centre le point m.

Les angles dièdres mT', mx sont respectivement égaux à θ et à i; on a

$$xT' = 90^\circ + \alpha', \quad xN = 90^\circ + \alpha,$$

d'où les deux relations

$$\cos NT' = \sin\alpha \sin\alpha' + \cos\alpha \cos\alpha' \cos i,$$

$$\sin NT' = \frac{\sin i \cos\alpha}{\sin\theta}.$$

En éliminant l'angle NT', on trouve

$$\sin\theta = \frac{\sin i \cos\alpha}{\sqrt{1 - (\sin\alpha \sin\alpha' + \cos\alpha \cos\alpha' \cos i)^2}}.$$

Nous ne nous arrêterons pas à l'épure de l'appareil orthogonal (*fig.* 367), qu'il est facile de réaliser d'après les données précédentes, et dont le détail rentre dans la coupe des pierres.

Cet appareil, quoique donnant une solution très-rationnelle du problème des voûtes biaises, n'a pas été généralement adopté par les constructeurs pour les motifs suivants : on ne peut établir la correspondance entre les divisions des deux têtes qu'à la suite de tâtonnements; la variété des voussoirs exige beaucoup de panneaux; enfin, par suite du rapprochement des joints longitudinaux, on est obligé d'interrompre une ou plu-

---

d'où

$$(b) \qquad \sin\varepsilon = \sin\alpha' \sin i.$$

On déduit de là

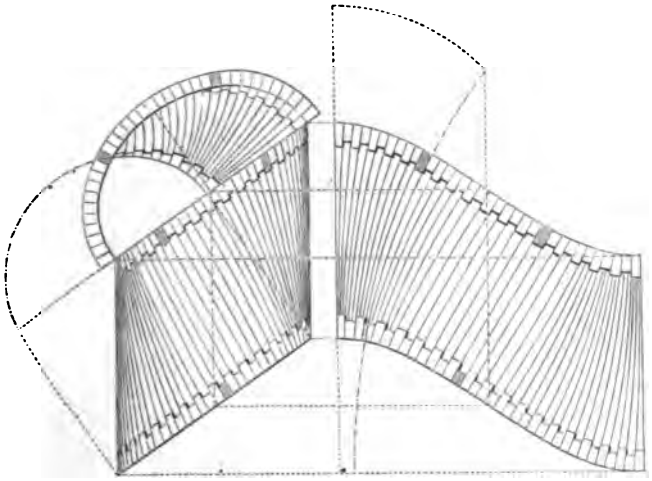
$$(c) \qquad \cos\varepsilon = \frac{\sin\alpha'}{\sin\alpha} \cos i,$$

et (b) et (c) donnent, pour la relation cherchée,

$$\frac{\sin^2\alpha'}{\sin^2\alpha}(\cos^2 i + \sin^2\alpha \sin^2 i) = 1.$$

sieurs lignes de joints pour leur substituer un nombre de cours de voussoirs inférieur à celui qui avait été prévu.

Fig. 367.



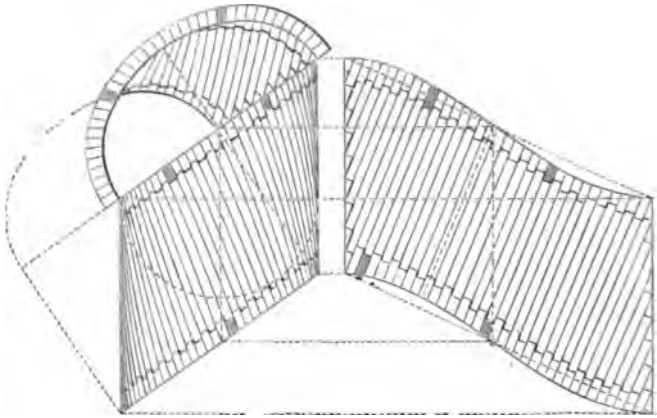
253. *Appareil orthogonal convergent.* — On a recours à cet appareil pour raccorder une voûte biaise avec une voûte droite de même intrados. Ici on prend, pour lignes de joints longitudinaux, les trajectoires orthogonales des sections faites dans l'intrados par des plans menés suivant l'intersection des plans de la tête biaise et de la tête de la voûte droite.

256. *Appareil hélicoïdal.* — Considérons d'abord l'intrados en développement sur un plan (*fig.* 368); la droite qui joint les extrémités de la courbe de tête sera, pour nous, la ligne de tête *fictive;* si nous menons des parallèles équidistantes à cette ligne, puis des perpendiculaires à ces droites également équidistantes, nous obtiendrons respectivement les lignes de joints transversaux et longitudinaux.

En revenant à la réalité, on voit que les têtes fictives et les lignes de joints transversaux deviennent des hélices identiques, que les autres joints deviennent aussi des hélices qui coupent orthogonalement les précédentes.

On comprend ainsi pourquoi l'appareil dont il s'agit a reçu sa dénomination. Il doit paraître évident qu'il donne une solution approchée de l'appareil orthogonal.

Fig. 368.



Les joints sont des surfaces gauches engendrées par des normales à l'intrados.

L'avantage que présente l'appareil hélicoïdal au point de vue pratique consiste en ce que tous les voussoirs sont identiques et que, s'ils sont assez volumineux pour qu'il soit nécessaire de les appareiller, deux panneaux sont suffisants.

Dans tout ce qui suit, nous supposerons que la section droite de l'intrados est circulaire.

Considérons la section droite passant par le centre O de l'une des ellipses de tête, dans laquelle nous tracerons l'horizontale Ox (*fig.* 369). Soient Oy la verticale du point O; h le pas commun à toutes les hélices longitudinales tracées sur des cylindres de même axe que l'intrados. Le plan xOy sera pris pour plan vertical de projection; tout point en projection horizontale portera la même lettre que sur le plan vertical, mais affectée d'un accent. C'est ainsi que nous désignerons par $(AA_1, A'A'_1)$, $(AA_1, B'B'_1)$ les traces horizontales du plan xOy et du plan de tête.

Soient de plus

R le rayon de la section droite ;

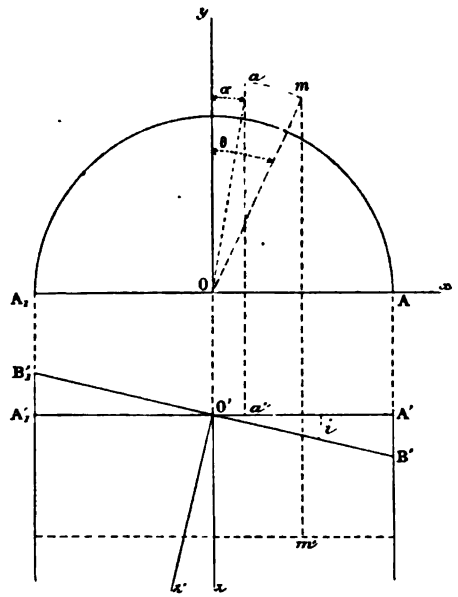
(a, a') le point d'intersection d'une hélice avec le plan vertical ;

(m, m') un point de cette hélice ayant pour coordonnées x, y, z ;

α, θ les angles yOa et yOm ;

i l'angle de biais.

Fig. 369.



Si nous posons $k = \frac{h}{2\pi}$, nous avons pour l'équation de l'hélice $(am, a'm')$,

$$z = k(\theta - \alpha), \tag{1}$$

avec la relation

$$y = x \cot\theta. \tag{2}$$

L'élimination de θ entre ces deux équations donnera l'équation de la surface hélicoïde qui coupe la section droite xOy suivant la direction déterminée Oa.

Prenons maintenant pour nouveaux axes coordonnés dans le plan horizontal $O'x'$ dirigé suivant $O'B'$ et sa perpendiculaire $O'z'$ en O'. Nous avons

$$z = z' \cos i + x' \sin i,$$
$$x = x' \cos i - z' \sin i.$$

Pour trouver l'équation de la trace de la surface sur le plan de tête ou du joint de tête, nous devrons supposer $z' = 0$, d'où

$$z = x' \sin i, \quad x = x' \cos i;$$

puis nous aurons

$$x' \sin i = k(\theta - \alpha), \tag{3}$$

$$y = x' \cos i \cot \theta. \tag{4}$$

Si nous désignons par p l'ordonnée à l'origine de la tangente en m, nous avons

$$\left\{ \begin{array}{l} p = y - x' \dfrac{dy}{dx'} = x'^2 \dfrac{\cos i}{\sin^2 \theta} \dfrac{d\theta}{dx'} \\ \quad = x'^2 \dfrac{\sin i \cos i}{k} (1 + \cot^2 \theta) = \dfrac{\operatorname{tang} i}{k} (x'^2 \cos^2 i + y^2) = \dfrac{R^2 \operatorname{tang} i}{k}, \end{array} \right. \tag{5}$$

en remarquant que l'équation de l'ellipse de tête est

$$x'^2 \cos^2 i + y^2 = R^2.$$

Il résulte de là que les tangentes aux joints de tête passent par un même point qui, une fois obtenu, permettra de les tracer. La direction d'une tangente pourra d'ailleurs être substituée approximativement à la courbe réelle, lorsque les voussoirs auront une faible longueur de queue (1).

---

(1) Soient 2Θ l'ouverture angulaire de la section droite et ε l'angle que forme la corde du développement de l'ellipse avec le développement de la section droite. On a

$$\operatorname{tang} \varepsilon = R \frac{\operatorname{tang} i \sin \Theta}{R\Theta}, \quad k = \cot \varepsilon,$$

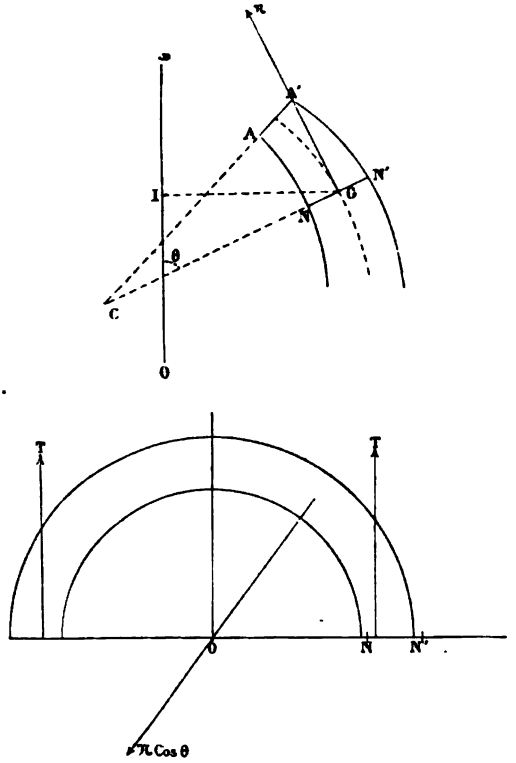
par suite

$$p = R \operatorname{tang}^2 i \frac{\sin \Theta}{\Theta}.$$

§ III. — *Voûtes de formes diverses.*

257. *Voûtes en dôme.* — Dans ces voûtes, l'intrados est une surface de révolution autour d'un axe vertical. Les lignes de joints sont des parallèles et des courbes méridiennes. L'équilibre de la voûte n'exige pas qu'elle soit fermée au sommet. Quand elle est ouverte, l'ouverture est surmontée d'une tour couverte appelée *lanterne*.

Fig. 370.



Nous continuerons à supposer, jusqu'à nouvel ordre, que le poids spécifique de la maçonnerie est égal à l'unité.

Désignant par Ox l'axe de révolution de l'intrados, considérons une section méridienne faite dans le système.

Soient (*fig.* 370)

AA′ le joint de raccordement de la voûte avec la lanterne;
NN′ un joint quelconque faisant avec Ox l'angle θ;
θ_0 la valeur de θ correspondant à AA′;
e l'épaisseur NN′;
$r = GI$ la distance du milieu G de cette épaisseur à Ox;
ds l'élément de l'arc mesuré à partir de AA′ du lieu géométrique du point G lorsqu'on fait varier la position de NN′;
ρ le rayon de courbure GC de ce lieu en G;
q le poids de la lanterne;
Q le poids de la portion de la voûte correspondant au profil AA′NN′;
$\mathfrak{N}$ la réaction normale, par unité de surface, de la partie inférieure de la voûte sur le joint NN′.

Faisons abstraction du frottement, dont le sens, d'ailleurs, ne pourrait résulter que d'une hypothèse. Nous aurons, en projetant sur Ox les forces qui sollicitent la masse correspondant à AA′NN′,

$$\mathfrak{N} \sin\theta \, 2\pi y e = Q + q,$$

d'où

$$\mathfrak{N} = \frac{Q + q}{2\pi e y \sin\theta}. \tag{1}$$

Soient maintenant T la pression, naturellement horizontale, exercée par chaque demi-voûte limitée par NN′ et AA′ sur l'autre; en exprimant que les forces $2T$ font équilibre aux composantes élémentaires horizontales dues à la réaction $\mathfrak{N}$, nous avons

$$2T = \mathfrak{N} \cos\theta . 2\pi y e,$$

d'où

$$T = \frac{Q + q}{2\pi} \cot\theta. \tag{2}$$

Si la voûte est fermée, on a $q = 0$ et de plus $Q = 0$ pour $\theta = 0$.

Soit τ la poussée par unité de surface exercée dans la région NN′ sur le profil du méridien. Nous avons

$$\tau e\,ds = d\mathrm{T} = \frac{1}{2\pi}\left[d\mathrm{Q}\cot\theta - (\mathrm{Q}+q)\frac{d\theta}{\sin^2\theta}\right],$$

d'où

$$\tau = \frac{1}{2\pi e}\left(\frac{d\mathrm{Q}}{ds}\cot\theta - \frac{\mathrm{Q}+q}{\rho\sin^2\theta}\right);$$

mais on a

$$d\mathrm{Q} = 2\pi y e\,ds = 2\pi y e\rho\,d\theta,$$

par suite

$$\tau = \frac{1}{e}\left(ye\cot\theta - \frac{q}{2\pi\rho\sin^2\theta} - \frac{1}{\rho\sin^2\theta}\int_{\theta_0}^{\theta} ey\rho\,d\theta\right). \tag{3}$$

Considérons, par exemple, le cas d'une voûte sphérique fermée, d'une épaisseur uniforme; nous avons $y = \rho\sin\theta$, $q = 0$, $\theta_0 = 0$, par suite

$$\tau = \rho\left(2\cos^2\frac{\theta}{2} - 1 - \frac{1}{2\cos^2\frac{\theta}{2}}\right). \tag{4}$$

Pour $\theta = 0$, on a

$$\tau = \frac{\rho}{2};$$

pour $\theta = 90^\circ$,

$$\tau = -\rho. \tag{5}$$

Enfin τ est nul pour

$$\theta = 51^\circ 48'.$$

Il suit de là que la voûte ne pourrait pas se tenir en équilibre si on ne la renforçait pas par des cercles en fer dans la région des reins.

Il ne faudra pas oublier que, pour avoir la valeur réelle de la poussée par unité de surface exercée en chaque point de la section méridienne, il faut multiplier la valeur ci-dessus de τ par le poids spécifique de la maçonnerie (1).

---

(1) En nous reportant à la note du n° 230, nous avons, pour le cas d'un profil elliptique,

$$\rho y = \frac{a^2b^4u(1+u^2)^{\frac{3}{2}}}{(a^2+b^2u^2)^2} = \frac{a^2b^4\sin\theta}{[(a^2-b^2)\cos^2\theta + b^2]^2},$$

258. *Voûtes en niche.* — Ces voûtes sont des cavités ménagées dans les murs d'édifices ou d'habitations, et qui sont destinées à donner asile à des œuvres d'art, des statues, etc. Leur intrados est la moitié d'une surface de révolution autour d'un axe vertical; la partie supérieure de cette surface est fermée et se raccorde ordinairement à un demi-cylindre vertical terminé à sa partie inférieure par une section droite. Les niches n'étant employées qu'en architecture, uniquement au point de vue de l'ornementation, nous ne nous y arrêterons pas davantage.

259. *Voûtes annulaires.* — Ces voûtes n'ont d'autre objet que de soutenir les terrains meubles ou susceptibles de se désagréger ou de se disloquer. Elles consistent principalement en deux voûtes opposées l'une à l'autre, dont celle de la base (*radier*) est naturellement renversée. Ces voûtes se raccordent avec deux pieds-droits identiques dont les parements sont concaves par rapport à l'axe vertical de l'ouverture.

---

par suite

$$\int_{\theta_0}^{\theta} \rho y e\, d\theta = a^2 b^4 \int_{\theta}^{\theta_0} \frac{e d\cos\theta}{[(a^2-b^2)\cos^2\theta + b^2]^2}.$$

Si nous posons

$$\frac{\sqrt{a^2-b^2}}{b}\cos\theta = \operatorname{tang}\Psi,$$

l'intégrale précédente devient

$$\frac{a^2 b}{2\sqrt{a^2-b^2}} \int_{\Psi}^{\Psi_0} e(1+\cos 2\Psi)\, d\Psi.$$

Si l'épaisseur est constante, l'intégration se fait immédiatement.

Mais il n'en est pas ainsi, et l'épaisseur va toujours en augmentant en allant du sommet aux naissances. Supposons qu'elle soit de la forme

$$e = m - \frac{a^2-b^2}{b^2} n \cos^2\theta = m - n\operatorname{tang}^2\Psi,$$

m et n étant deux constantes positives. On voit que l'on sera ramené à trouver l'intégrale

$$\int \cos 2\Psi \operatorname{tang}^2\Psi\, d\Psi = 2\Psi - \frac{\sin 2\Psi}{2} - \operatorname{tang}\Psi,$$

et le problème peut être considéré comme résolu.

La voûte du souterrain de Terre-Noire (près de Saint-Étienne), qui existait avant l'élargissement de la voie ferrée, affectait la forme d'une ellipse à l'intrados.

Les voûtes dont il s'agit se trouvent dans d'excellentes conditions de stabilité et généralement ne peuvent se rompre que par écrasement.

Comme il est impossible de calculer les efforts que doivent supporter de pareilles voûtes, surtout en raison des arc-boutements qui peuvent se produire dans le terrain (dont la superficie se trouve généralement à une grande hauteur au-dessus du souterrain), on ne peut pas indiquer une règle relative à la détermination de l'épaisseur que doivent avoir les voussoirs.

260. *Voûtes d'arête.* — Dans ces voûtes, l'intrados est formé de deux portions de surfaces cylindriques se coupant à angle droit. La portion utilisée de chacune de ces surfaces est extérieure à l'autre surface.

Si l'on suppose que la voûte soit divisée en éléments infiniment petits par des plans passant par son axe vertical, chacun de ces éléments pourra être considéré comme une voûte en berceau dont on vérifiera les conditions de stabilité, conformément à ce que nous avons dit plus haut.

261. *Voûtes en arc de cloître.* — L'intrados de ces voûtes est défini comme ci-dessus, à cette différence près que chaque portion de surface utilisée d'un cylindre est renfermée dans l'autre cylindre.

Les conditions de stabilité s'établissent de la même manière que pour les voûtes d'arête.

262. *Escaliers en vis à jour.* — Chacun de ces escaliers constitue une véritable voûte où chaque marche forme un voussoir engagé d'un côté dans une tour circulaire et repose par un angle rentrant sur la marche qui la supporte.

NOTE.

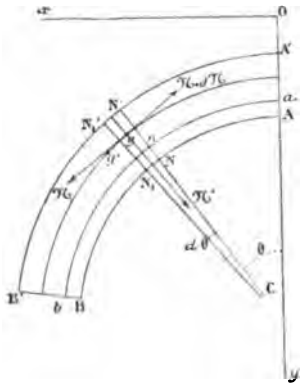
SUR LA MÉTHODE EMPLOYÉE PAR M. YVON VILLARCEAU POUR L'ÉTABLISSEMENT DES ARCHES DE PONT.

M. Y. Villarceau s'est proposé d'établir une voûte de telle manière que ses voussoirs n'aient aucune tendance à glisser les uns sur les autres, soit dans un sens, soit dans l'autre; les actions mutuelles entre deux voussoirs consécutifs doivent ainsi être normales au joint de séparation. Il suppose les joints normaux à l'extrados. Enfin il considère la surcharge comme formée de prismes verticaux élémentaires n'éprouvant aucune tendance à glisser les uns sur les autres ni sur l'extrados.

Il s'agit de déterminer la forme que doivent avoir l'extrados et l'intrados pour satisfaire aux conditions précédentes.

Soient (*fig.* 371)

Fig. 371.



AA', BB', NN' le joint fictif de la clef, le joint de la naissance de l'une des demi-voûtes et un joint quelconque faisant avec la direction A'y du premier joint un angle égal à θ (les lettres accentuées se rapportent à l'extrados et les autres à l'intrados);

$N_1N'_1$ un joint infiniment voisin de NN', avec lequel il fait l'angle $d\theta$;
C l'intersection des directions de ces deux joints, c'est-à-dire le centre de courbure de l'extrados en N';
ρ' le rayon de courbure CN';
ι la distance CN;
θ l'angle qu'elle forme avec la verticale;
e l'épaisseur $N'N = \rho' - \iota$ de la voûte en N';
g le centre de gravité du voussoir élémentaire $NN'N'_1N_1$;
g' le centre de gravité du voussoir infiniment voisin, adjacent au précédent suivant $N'N_1$.

Pour simplifier la solution du problème, nous ne considérerons que le cas usuel où la densité de la surcharge peut être sans grande erreur supposée égale à celle de la voûte et où l'extradossement est de niveau. Nous remplacerons les forces par leurs rapports au poids spécifique de la maçonnerie, ce qui revient à admettre que ce poids est égal à l'unité.

Soient

O le point où la direction de $A'y$ rencontre le profil Ox de la surcharge;
x', y' les coordonnées du point N' de l'extrados;
$\mathfrak{T}'$ la pression normale, rapportée à l'unité de surface, exercée par la surcharge sur l'élément $N'N'_1$;
$\mathfrak{T}$, $\mathfrak{T} + d\mathfrak{T}$ les pressions censées normales exercées par la partie supérieure de la voûte sur les joints NN', $N_1N'_1$;
z la hauteur verticale du point N' en contre-bas du profil de la surcharge.

Le poids du prisme vertical de cette surcharge correspondant à NN'_1 est $y' \times NN'_1 \cos\theta$; il se décompose en deux forces, l'une horizontale, censée détruite, et l'autre normale à $N'N'_1$ qui a pour expression le poids ci-dessus divisé par $\cos\theta$ ou $y' \times N'N'_1$, d'où il suit que l'on a

$$\mathfrak{T}' = y'. \tag{1}$$

Pour que la force $\mathfrak{T}$ et la force opposée à $\mathfrak{T} + d\mathfrak{T}$ fassent équilibre au poids du voussoir et à $\mathfrak{T}' \times N'N'_1$, il faut qu'elles passent par le centre de gravité g, d'où il suit que la pression $\mathfrak{T} + d\mathfrak{T}$ passe par les points g et g', et que, par suite, le lieu géométrique de ces points ou la *courbe des centres de gravité* est parallèle à l'extrados.

Soient $\frac{e}{2}$ la distance constante de ces deux courbes, r la distance d'un point quelconque de NN' à C; on a, en égalant la somme des moments des triangles dans lesquels on peut diviser l'aire $NN'N'_1N_1$ au moment de

l'aire totale par rapport à la tangente en N' à l'extrados,

$$\frac{\varepsilon}{2}\frac{\rho'^2-v^2}{2}=\int_v^{\rho'} r(\rho'-r)\,dr=\frac{\rho'(\rho'^2-v^2)}{2}-\frac{\rho'^3-v^2}{3},$$

d'où

$$\varepsilon\frac{(\rho'+v)}{2}=\frac{(\rho'+2v)(\rho'-v)}{3}.$$

Mais on a $v=\rho'-e$, par suite

$$e=\frac{\varepsilon\left(1-\frac{e}{2\rho'}\right)}{1-\frac{2e}{3\rho'}},$$

ou, en négligeant le carré de $\frac{e}{\rho'}$, qui est toujours une petite fraction, et remplaçant dans le terme qui renferme ce rapport à la première puissance e par sa valeur ε donnée par une première approximation,

$$e=\varepsilon\left(1+\frac{1}{6}\frac{\varepsilon}{\rho'}\right). \tag{2}$$

L'aire $NN'N_1N'_1$, représentant le poids du voussoir, est, avec la même approximation,

$$\frac{\rho'^2-v^2}{2}\,d\theta=\rho' e\left(1-\frac{e}{2\rho'}\right)d\theta=\rho'\varepsilon\left(1-\frac{1}{3}\frac{\varepsilon}{\rho'}\right)d\theta. \tag{3}$$

Maintenant, si nous projetons les forces qui sollicitent le voussoir élémentaire suivant les directions de $\mathfrak{N}$ et de N'N, on trouve

$$-d\mathfrak{N}+\rho'\varepsilon\left(1-\frac{1}{3}\frac{\varepsilon}{\rho'}\right)\sin\theta\,d\theta=0,$$

$$\mathfrak{N}'\rho'\,d\theta+\rho'\varepsilon\left(1-\frac{1}{3}\frac{\varepsilon}{\rho'}\right)\cos\theta\,d\theta-\mathfrak{N}\,d\theta=0,$$

ou, en ayant égard à l'équation (1),

$$\begin{cases} d\mathfrak{N}=\varepsilon\left(1-\frac{1}{3}\frac{\varepsilon}{\rho'}\right)\rho'\sin\theta\,d\theta, \\ \mathfrak{N}=\varepsilon\left(1-\frac{1}{3}\frac{\varepsilon}{\rho'}\right)\rho'\cos\theta+\gamma'\rho'. \end{cases} \tag{4}$$

Si nous faisons la différence de ces équations multipliées respectivement par $\cos\theta$ et $\sin\theta\,d\theta$, nous obtenons la suivante

$$d\mathfrak{N}\cos\theta=-\gamma'\rho'\sin\theta\,d\theta, \tag{5}$$

qui exprime l'équilibre des forces en projection horizontale et que l'on peut substituer à l'une des équations (4).

Mais on a $\rho' \sin\theta d\theta = dy'$, et la première des équations (4) peut, par suite, se mettre sous la forme

$$d\mathfrak{N} = \varepsilon\left(dy' - \frac{\varepsilon}{3}\sin\theta\, d\theta\right),$$

d'où

$$\mathfrak{N} = \varepsilon\left(y' + \frac{\varepsilon}{3}\cos\theta + A\right), \tag{6}$$

A étant une constante. Égalant les deux valeurs de $\mathfrak{N}$ fournies par la formule (6) et la seconde des formules (4), on trouve, pour le rayon de courbure de l'extrados,

$$\rho' = \varepsilon\,\frac{y' + \frac{2\varepsilon}{3}\cos\theta + A}{\varepsilon\cos\theta + y'}. \tag{7}$$

L'équation (5) peut maintenant se mettre sous la forme

$$d\mathfrak{N}\cos\theta = -y'\,dy',$$

d'où

$$\mathfrak{N}\cos\theta = \frac{B^2 - y'^2}{2}. \tag{8}$$

B^2 étant une autre constante. Si l'on élimine $\mathfrak{N}$ entre les équations (6) et (8), on trouve

$$\left(y' + \frac{\varepsilon}{3}\cos\theta + A\right)\cos\theta + \frac{y'^2 - B^2}{2\varepsilon} = 0. \tag{9}$$

Soient maintenant x et y les coordonnées du point N de l'extrados; nous avons

$$y' = y - e\cos\theta = y - \varepsilon\left(1 + \frac{1}{6}\frac{\varepsilon}{\rho'}\right)\cos\theta. \tag{10}$$

La formule (7) devient

$$\rho' = \varepsilon\,\frac{y - \frac{1}{3}\varepsilon\cos\theta + \frac{1}{6}\frac{\varepsilon^2}{\rho'}\cos\theta + A}{y - \frac{\varepsilon^2}{6\rho'}\cos\theta},$$

ou, approximativement,

$$\rho' = \varepsilon\,\frac{y - \frac{1}{3}\varepsilon\cos\theta + A\left(1 + \frac{\varepsilon^2}{6\rho' y}\cos\theta\right)}{y}.$$

Comme première approximation, on a

$$\rho' = \varepsilon \frac{\gamma + A}{\gamma},$$

et, en substituant cette valeur dans le terme en ε^2, on trouve

$$(11) \qquad \rho' = \varepsilon \frac{\gamma - \frac{1}{3}\varepsilon\cos\theta + A\left[1 + \frac{\varepsilon\cos\theta}{6(\gamma + A)}\right]}{\gamma}.$$

Au lieu de la formule (10) nous aurons la suivante, aux termes du second ordre près,

$$(10') \qquad y' = y - \varepsilon\left(1 + \frac{1}{6}\frac{\gamma}{\gamma + A}\right)\cos\theta,$$

en même temps que

$$(2') \qquad e = \varepsilon\left(1 + \frac{1}{6}\frac{\gamma}{\gamma + A}\right).$$

Si l'on porte maintenant la valeur (10') dans l'équation (9), on trouve

$$(12) \quad \left\{ \begin{array}{l} \left[\gamma - \frac{\varepsilon}{3}\left(1 + \frac{1}{2}\frac{\gamma}{\gamma + A}\right)\cos\theta + A\right] \\ \quad + \left[\gamma^2 - 2\varepsilon\left(1 + \frac{1}{6}\frac{\gamma}{\gamma + A}\right)\gamma\cos\theta + \varepsilon^2\left(1 + \frac{1}{6}\frac{\gamma}{\gamma + A}\right)^2\cos^2\theta - B^2\right] \\ \qquad\qquad 2\varepsilon \end{array} \right. = 0.$$

De la relation (10') et des suivantes,

$$x' = x + \varepsilon\left(1 + \frac{1}{6}\frac{\gamma}{\gamma + A}\right)\sin\theta,$$

$$\frac{dy'}{dx'} = \tang\theta,$$

on déduit, en négligeant les termes en ε^2,

$$\begin{aligned} \tang\theta &= \frac{dy}{dx}\left(1 + \frac{\varepsilon}{6}\frac{d}{dx}\frac{\gamma}{\gamma + A}\sin\theta\right) + \frac{\varepsilon}{6}\frac{d}{dx}\frac{\gamma}{\gamma + A}\cos\theta \\ &= \frac{dy}{dx} + \frac{\varepsilon}{6}\left(\tang\theta\frac{d}{dx}\frac{\gamma}{\gamma + A}\sin\theta + \frac{d}{dx}\frac{\gamma}{\gamma + A}\cos\theta\right) \\ &= \frac{dy}{dx} + \frac{\varepsilon}{6}\cos\theta\frac{d}{dx}\frac{\gamma}{\gamma + A} \\ &= \frac{dy}{dx} + \frac{A\varepsilon}{6\cos\theta}\frac{\tang\theta}{(\gamma + A)^2}, \end{aligned}$$

et enfin

$$\tan\theta = \frac{dy}{dx}\left(1 + \frac{A\varepsilon}{(y+A)^2}\sqrt{1+\frac{dy^2}{dx^2}}\right). \tag{13}$$

En portant dans l'équation (12) les valeurs de $\sin\theta$ et $\cos\theta$ déduites de cette formule, on aura l'équation de l'intrados.

L'intégration n'introduira aucune nouvelle constante, car si l'on désigne par h la distance de la surcharge au sommet de l'extrados, qui est une donnée de la question, on doit avoir $x = 0$ pour $y = h$; pour cette dernière valeur on a $\theta = 0$, ce qui permet d'éliminer la constante B^2. En désignant par H la montée de l'arche et par 2L sa largeur, la condition $x = L$ pour $y = H$ déterminera une relation entre ε et A; enfin, en exprimant que la plus grande valeur de $\mathfrak{N}$ est égale à un maximum donné pour avoir une sécurité convenable au point de vue de la résistance à l'écrasement, on aura une seconde relation qui, avec la précédente, permettra de déterminer ε et A.

Pour éviter une partie de la complication des calculs, M. Yvon Villarceau a recours à la méthode suivante.

Il considère un intrados fictif parallèle à l'extrados dont il est distant de ε et dont la distance à l'intrados réel est de l'ordre de $\frac{\varepsilon}{\rho'}$, ce qui revient à négliger dans les formules (11), (12) et (13) les termes qui renferment $y + A$ en dénominateur. La formule (11) se réduit à la suivante :

$$\rho' = \varepsilon\frac{y - \frac{1}{3}\varepsilon\cos\theta + A}{y}, \tag{11'}$$

et l'on a, pour le rayon de courbure $\rho = \rho' - \varepsilon$ de l'intrados fictif,

$$\rho = \varepsilon\frac{A - \frac{1}{3}\varepsilon\cos\theta}{y}. \tag{14}$$

L'équation (12) se réduit à la suivante :

$$\cos\theta + \frac{\varepsilon}{6A}\cos^2\theta = \frac{B^2 - y^2}{2A\varepsilon}. \tag{15}$$

Nous admettrons que l'intrados fictif doit satisfaire aux mêmes conditions que l'intrados réel, que l'on construira ultérieurement ; il en résultera quelques différences dans la largeur et la montée, mais qui au point de vue pratique n'ont aucune importance.

Si nous posons, pour abréger,

$$Y = \frac{y^2 - h^2}{2A\varepsilon}, \tag{16}$$

l'équation précédente prend la forme

$$\left[1+\frac{\varepsilon}{6A}(1+\cos\theta)\right](1-\cos\theta)=Y. \tag{17}$$

Si l'on néglige d'abord le terme en ε, on trouve

$$\cos\theta = 1-Y.$$

Substituant cette valeur dans le terme négligé, on obtient, comme seconde approximation,

$$\cos\theta = 1-\frac{Y}{1+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)} = \frac{1-Y+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)}{1+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)},$$

d'où

$$\sin\theta = \frac{\sqrt{2Y\left[1+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)-\frac{Y}{2}\right]}}{1+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)}.$$

Mais on a $\frac{dx}{dy}=\cot\theta$, par suite

$$dx = -\frac{1-Y+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)}{\sqrt{2Y\left[1+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)-\frac{Y}{2}\right]}}\,dy. \tag{18}$$

Si l'on remplace Y par sa valeur (17), on voit que x s'exprimera en y au moyen de fonctions elliptiques.

Posons

$$P=\int\frac{dx}{\sqrt{Y}}=\sqrt{2A\varepsilon}\log\left(\frac{y}{h}+\sqrt{\frac{y^2}{h^2}-1}\right),$$

$$Q=\frac{1-Y+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)}{\sqrt{2\left[1+\frac{\varepsilon}{6A}(2-Y)-\frac{Y}{2}\right]}};$$

l'équation (18) donnera, en intégrant par parties,

$$x = PQ - \int P\,dQ,$$

et, comme $P\,dQ$ ne deviendra généralement pas infini pour toutes les valeurs, le problème peut se résoudre par une quadrature lorsque les constantes A et ε auront été déterminées.

La formule (6) peut se mettre sous la forme

$$\mathfrak{M} = \varepsilon\left(y - \tfrac{2}{3}\varepsilon\cos\theta + A\right).$$

Le maximum de cette expression sera inférieur à

$$\varepsilon(H + h + A).$$

Soient $\mathfrak{R}$ la pression maximum par unité de surface que l'on peut faire supporter à la maçonnerie en vue d'une grande sécurité, Π le poids du mètre cube de la voûte; nous pourrons poser

$$\mathfrak{R}\varepsilon = \varepsilon\Pi(H + h + A)$$

ou

$$\mathfrak{R} = \Pi(H + h + A). \tag{19}$$

De cette équation on déduira une limite inférieure de A, en tenant compte des circonstances dans lesquelles on se trouve placé, et la constante A peut, par suite, être considérée comme déterminée.

Il resterait maintenant à calculer la valeur de ε correspondant à l'ouverture $2L$ de l'arche; mais cette recherche conduit à des calculs assez compliqués qui sortiraient du cadre que nous nous sommes tracé. C'est pourquoi nous renverrons pour plus de détails au Mémoire de M. Villarceau (*Recueil des Savants étrangers*, publié par l'Académie des Sciences, t. XII), où l'on trouvera d'ailleurs des Tables qui rendent très-faciles la tâche d'un projet.

L'intrados fictif étant supposé tracé, rien ne sera plus simple que de construire l'intrados réel au moyen de la formule (2'), qui peut se mettre sous la forme

$$e - z = \frac{1}{6}\frac{\gamma}{y + A}.$$

Les joints seront, à la vérité, un peu inclinés sur l'intrados réel, mais il n'y a pas en cela un motif d'objections sérieuses.

CHAPITRE VIII.

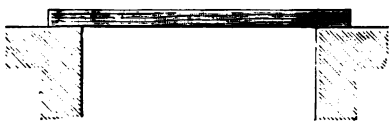
DES PONTS EN CHARPENTE.

263. Il est généralement avantageux d'établir des ponts permanents en charpente dans les pays couverts de forêts et où la matière première employée est naturellement à bon marché; mais, en dehors de leurs zones, le bois devient rare et par conséquent cher, et il est plus économique de lui substituer dans la construction des ponts la pierre, quand on peut en avoir à sa disposition, et dans tous les cas le fer ou la fonte.

Toutefois la charpente est d'une grande utilité dans l'établissement des ponts provisoires, notamment lorsqu'il faut rétablir rapidement la communication entre deux rives opposées et que l'on est, par suite, obligé de se servir de tout ce que l'on trouve sur les lieux.

264. *Ponts à poutres droites d'une seule travée.* — Lorsque la portée est au plus égale à 5 mètres, le pont prend le nom de *ponceau* (*fig.* 372); chaque poutre porte sur des culées en pierres, et son équarrissage est généralement compris entre $0^m,25$ et $0^m,30$.

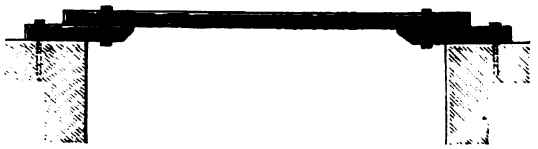
Fig. 372.



Pour une portée comprise entre 5 et 7 mètres, on fait reposer la poutre sur ses appuis par l'intermédiaire de tronçons

de poutres (*corbeaux*) (*fig.* 373), auxquels elle est boulonnée.

Fig. 373.



Dès que la portée atteint 8 mètres, on consolide les corbeaux par des contre-fiches engagées d'ailleurs dans les cu-

Fig. 374.

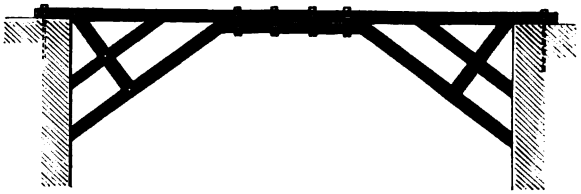
lées (*fig.* 374), ou l'on fait reposer chaque corbeau sur un corbeau inférieur (*fig.* 375) qui est en retraite sur le précédent.

Fig. 375.

Au delà de 8 mètres, les corbeaux sont supprimés, mais la poutre est doublée dans sa partie moyenne, sur $\frac{1}{3}$ environ de sa longueur, d'une sous-poutre à laquelle elle est boulonnée; aux extrémités de la sous-poutre aboutissent deux contre-fiches engagées d'autre part dans les culées (*fig.* 376). Deux contre-fiches parallèles aux précédentes soutiennent vers le milieu les parties de la poutre extérieures à la sous-poutre. Enfin les deux contre-fiches situées d'un même côté du pont

sont réunies d'équerre à la poutre, au joint de la culée, par des moises.

Fig. 376.



265. *Ponts à poutres droites composées de plusieurs travées.* — On a recours à ce système lorsque la portée dépasse 12 mètres.

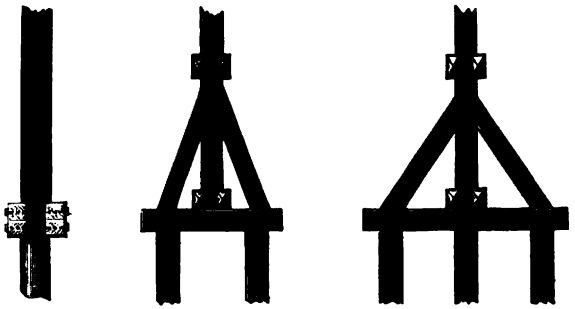
Les poutres reposent ou sur des culées et piles en maçonnerie, ou sur des culées en pierres et des piles en bois, ou enfin sur des culées et des piles en bois.

Les supports en bois ont reçu le nom de *palée*.

Nous désignerons sous le nom de *palée partielle* la portion d'une palée correspondant à une poutre.

Lorsque la hauteur ne dépasse pas une certaine limite, la palée partielle se compose d'un simple pieu battu; la tête du pieu et des contre-fiches donne l'assiette voulue à la poutre. Tous les pieux d'une même palée sont moisés.

Fig. 377.

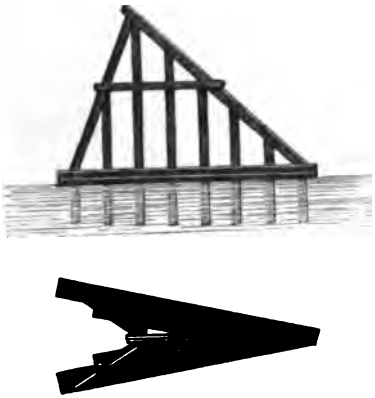


Pour des hauteurs plus considérables, la palée partielle se compose d'un poinçon qui remplit vis-à-vis de la poutre le

même rôle que le pieu ci-dessus; ce poinçon est assemblé avec contre-fiches à un chapeau assemblé lui-même à deux ou trois pieux. L'ensemble des pieux d'une même palée constitue la *sous-palée* (*fig.* 377). Ces pieux doivent être arasés au-dessous de l'étiage, en vue de leur conservation. Les poinçons d'une même palée sont moisés aux joints des chapeaux et un peu au-dessus de leurs assemblages avec les contre-fiches.

Lorsque, lors des crues ou des débâcles, le cours d'eau charrie avec une certaine vitesse des solides volumineux, il faut éviter que ces corps viennent choquer les palées, qui seraient bientôt disloquées et détruites. A cet effet, on dispose à une faible distance, en amont de chaque palée, ce que l'on appelle un *brise-glace* (*fig.* 378).

Fig. 378.

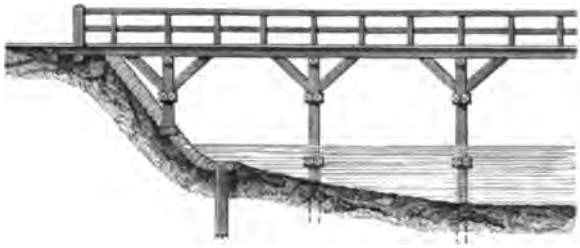


Un brise-glace se compose de pieux déterminant un triangle isoscèle dont le sommet est dirigé vers l'amont; sur cette base on établit une charpente solide dont la pièce principale est une poutre inclinée destinée à recevoir les chocs.

Lorsque des palées remplacent les culées, on prolonge le tablier au delà de l'arête supérieure du talus des rives, pour créer un point d'appui capable de résister à l'influence des plus forts chargements. Si la pente de la berge n'est pas très-

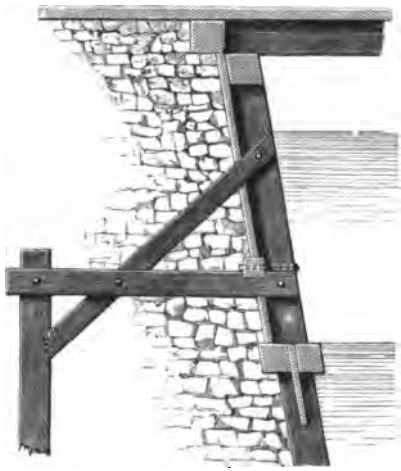
prononcée, on recouvre le terrain d'un perré (*fig.* 379) pour empêcher les érosions, qui compromettraient la solidité du

Fig. 379.



pont. Dans le cas contraire, on substitue au perré, dont l'établissement serait impossible, un blindage en madriers jointifs (*fig.* 380), derrière lesquels on remplace la terre par des

Fig. 380.

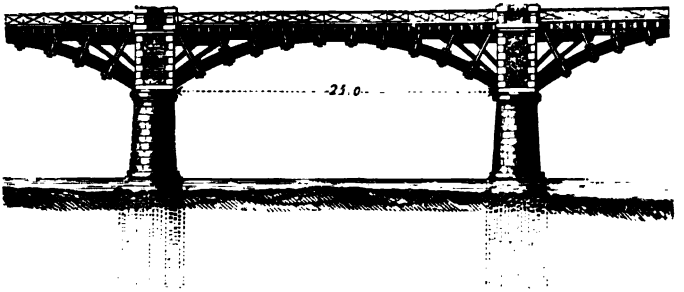


pierres, pour réduire la poussée. Il est souvent nécessaire de relier le blindage, par des pièces de bois, à un pieu battu en arrière.

266. *Ponts sur arcs.* — Il est évident que des ouvrages en maçonnerie bien établis offrent d'autres garanties de durée, de solidité et de stabilité que les palées. C'est ainsi que dans bien des circonstances on doit s'imposer la condition que les ponts en bois reposent sur des piles et culées ; mais il faut en même temps que les piles soient suffisamment espacées pour qu'elles ne réduisent pas d'une manière trop sensible le débouché du cours d'eau. On arrive à ce résultat en composant le pont de fermes en arc de cercle, système qui se prête à des portées considérables, qui peuvent même dépasser 25 mètres.

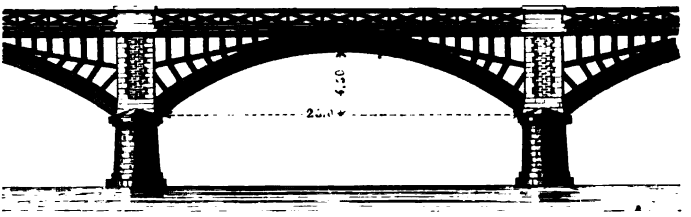
La *fig.* 381 représente un pont de cette catégorie dont

Fig. 381.



chaque portée est de 24 mètres. L'arc, dont l'épaisseur est de $0^{m},75$, est formé de pièces de bois à joints croisés, reliées

Fig. 382.



entre elles par des étriers en fer et des moises pendantes disposées de manière qu'on puisse les resserrer à mesure que les bois se contractent par la dessiccation. Pour augmenter la

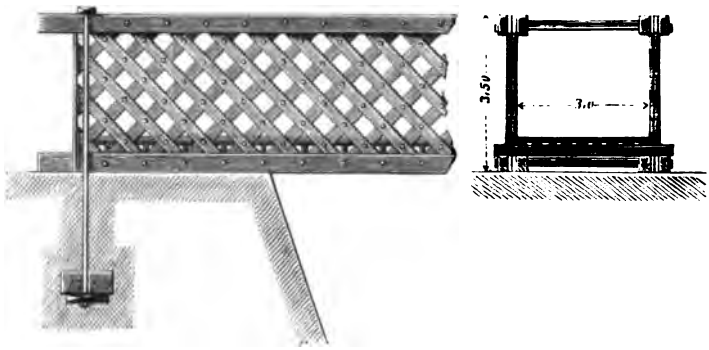
solidité de l'ouvrage, on a placé dans chaque tympan des corbeaux avec doubles contre-fiches.

Dans le pont représenté par la *fig.* 382, chaque portée est de 25 mètres; l'arc est établi d'après le système Émy.

267. *Ponts américains.* — Ces ponts sont formés de poutres en treillis que nous étudierons avec détails lorsque nous nous occuperons des ponts métalliques. On peut franchir des espaces de 40 à 50 mètres sans supports intermédiaires au moyen d'un pont américain. Ce système, imaginé par l'architecte Towne, est surtout précieux lorsque le passage doit avoir lieu à des hauteurs telles que les systèmes décrits ci-dessus seraient d'une application impossible.

La *fig.* 383 représente, du moins en partie, le pont provisoire jeté sur la Seine pendant la reconstruction du pont

Fig. 383.



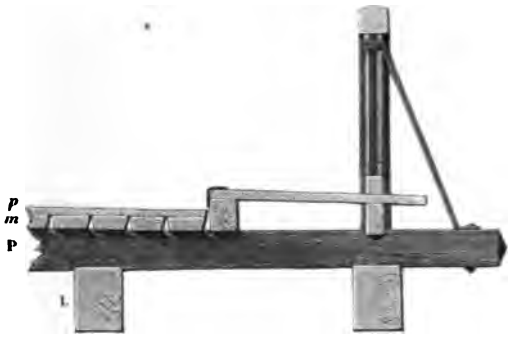
Saint-Michel pour assurer la circulation des piétons. Ce pont avait 45^{m},75 de portée.

Le système dont il s'agit offre les avantages d'être économique, de n'exiger que des bois d'une faible longueur et de pouvoir recevoir une rapide exécution.

268. *Des planchers.* — Une ferme, quelle que soit sa forme, est surmontée d'une pièce longitudinale (*longeron* ou *longrine*); généralement, les longerons sont espacés de 1^{m},40 à 1^{m},50 d'axe en axe.

Les longerons servent d'appui au plancher proprement dit, qui se compose : 1° des *pièces de pont* reposant d'équerre sur les longerons, à une distance de $0^m,50$ environ les unes des autres (ces pièces ont à peu près $0^m,25$ d'équarrissage au milieu et $0^m,20$ aux extrémités, de manière à déterminer un léger bombement qui permette l'écoulement des eaux pluviales) ; 2° des *madriers* posés longitudinalement sur les pièces de pont (ces madriers sont généralement en chêne, ont de $0^m,07$ à $0^m,10$ d'épaisseur, présentent sur chaque bord un biseau de $0^m,01$ et sont posés à $0^m,01$ les uns des autres, de manière à déterminer en dessous un intervalle de $0^m,03$ ayant pour objet de faciliter la circulation de l'air, l'évacuation des eaux pluviales et des poussières humides si nuisibles à la conservation des bois) (*fig.* 384) ; 3° du *platelage*, sur lequel se

Fig. 384.



p, platelage ; *m*, madriers ; P, pièces de pont ; L, longerons.

fait la circulation générale, formé de planches transversales (en sapin, en aune, et préférablement en chêne) qui ont $0^m,035$ d'épaisseur. On peut protéger le platelage (que l'on ne doit renouveler qu'à des époques très-éloignées les unes des autres) contre les effets du piétinage des chevaux et du roulement des voitures par un faux platelage, construit en bois d'une valeur secondaire, et que l'on remplace facilement au fur et à mesure de l'usure produite.

Lorsqu'il s'agit d'un pont d'une certaine importance au point de vue de la circulation, on ménage latéralement deux trot-

toirs d'un niveau un peu supérieur au platelage. Les garde-corps sont en bois ou en fer et peuvent affecter différentes formes : croix de Saint-André, fuseaux, etc.

269. *Charge d'épreuve.* — L'équarrissage des différentes pièces qui constituent un pont en charpente est calculé d'après ce que l'on appelle la *charge d'épreuve,* consistant en une répartition aussi uniforme que possible de matériaux tels que des pierres, du sable, des saumons en fonte, etc. Cette charge doit être une exagération des efforts maxima que doit supporter la construction.

270. *Des conditions de résistance d'un pont à poutres droites.* — D'après ce que nous venons de dire, chaque longeron peut être considéré comme supportant une charge uniformément répartie sur sa longueur.

Nous supposerons, par approximation, que les appuis créés par les palées sont, comme ceux des culées, absolument fixes. Comme chaque corbeau est relié au longeron par des boulons, l'ensemble de ces deux pièces se réduit à une seule qui doit être traitée ainsi dans la mise en équation de l'élasticité.

La solution du problème relatif à la résistance d'un pont et ramené à ces termes ne présente aucune difficulté; seulement elle conduit à des calculs assez pénibles, dont la longueur croît avec le nombre des travées.

Nous croyons devoir nous borner à traiter la question dans les deux cas particuliers qui présentent le moins de complication.

1° *Longeron reposant directement sur ses appuis extrêmes par l'intermédiaire de deux corbeaux identiques.* — Soient (*fig.* 385)

I, IK les moments d'inertie de la section du longeron et de la section totale du longeron et d'une semelle;

p la charge, par mètre courant, uniformément répartie sur le longeron;

AI le profil du parement de l'un des murs;

BI la contre-fiche correspondante;

C le milieu de la fibre moyenne du longeron;

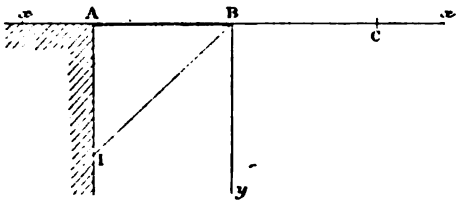
$2a = 2BC$ la longueur de la portion de cette pièce comprise entre les corbeaux;

$b = AB$ la longueur des corbeaux;

By la verticale du point B;

N, N' les réactions des appuis A et B.

Fig. 385.



L'effort tranchant étant nul en C (t. V, 24), on peut faire abstraction du prolongement de BC en tenant compte du moment inconnu μ du couple élastique développé dans la section en ce point.

Si nous prenons pour partie positive de l'axe des x la portion située à droite de l'horizontale de B, nous aurons, pour BC,

$$(1) \qquad EI\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p(a-x)^2}{2} + \mu,$$

d'où, en remarquant que $\frac{dy}{dx} = 0$ pour $x = a$,

$$EI\frac{dy}{dx} = \frac{p(x-a)^3}{2} + \mu(x-a).$$

Si nous désignons par α l'inclinaison de la tangente en B sur Bx, nous aurons

$$(2) \qquad EI\,\text{tang}\,\alpha = -\left(\frac{pa^2}{6} + \mu\right)a.$$

Pour AB on a, en changeant le sens des x positifs,

$$(3) \qquad EKI\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p(b-x)^2}{2} - N(b-x),$$

d'où, en exprimant que $\frac{dy}{dx} = -\tan\alpha$ pour $x = o$,

$$EKI\frac{dy}{dx} = \frac{p(x-b)^3}{6} + \frac{N(x-b)^2}{2} + K\left(\frac{pa^2}{6} + \mu\right)a + \left(\frac{pb}{3} - N\right)\frac{b^2}{2}.$$

Enfin, comme y est nul pour $x = a$, on a

$$EKIy = \frac{p(x-b)^4}{24} + \frac{N(x-b)^3}{6} + \left[K\left(\frac{pa^2}{6} + \mu\right)a + \left(\frac{pb}{3} - N\right)\frac{b^2}{2}\right]x - \left(\frac{pb}{4} - N\right)\frac{b^2}{6}.$$

Si l'on exprime que y est nul pour $x = b$, on trouve

$$(4) \qquad \frac{p}{2}\left(\frac{Ka^3}{3} + \frac{b^3}{4}\right) + K\mu a = \frac{Nb^2}{2}.$$

Enfin, en prenant les moments des forces qui sollicitent ABC par rapport au point B, on a

$$(5) \qquad \mu + \frac{p}{2}(a^2 - b^2) + Nb = o.$$

Des équations (4) et (5) on tire

$$(6) \qquad N = \frac{p}{8b}\left[\frac{4aK(3b^2 - 2a^2) + 3b^3}{b + 3aK}\right].$$

Pour que les choses se passent comme nous l'avons supposé, il faut que N soit positif; autrement il serait nécessaire d'établir en A un encastrement dans la maçonnerie, cas que nous examinerons ci-après. La condition dont il s'agit sera toujours remplie si l'on a

$$b \geq a\sqrt{\frac{2}{3}} = o,81\,a.$$

En admettant que N soit positif, comme on a

$$N + N' = p(a + b),$$

il vient, en vertu de la valeur (6),

$$(7) \qquad N' = \frac{p}{8b(b + 3aK)}\left[4a(6ab + 3b^2 + 2a^2) + b^2(8a + 56)\right].$$

Enfin, des équations (5) et (6) on tire

$$\mu = -\frac{p}{8(3aK+b)}(4a^2K - b^2 + 4a^2b). \tag{8}$$

En substituant les valeurs (6) et (8) dans les formules (1) et (3), on arrivera facilement à déterminer l'équarrissage du longeron et des semelles.

Dans le cas usuel où $a = b$, on a

$$N = \frac{pa}{8(3K+1)}(4K+3),$$

$$N' = \frac{pa}{8(3K+1)}(44K+13),$$

$$\mu = -\frac{pa^2}{8(3K+1)}(4K+3).$$

Si la section des corbeaux est la même que celle du longeron, on a $K = 2$ et

$$N = 11\frac{pa}{56} = -\frac{\mu}{a}, \quad N' = \frac{101}{56}pa.$$

Les formules (1) et (3) donnent alors

$$\text{EI max.}\frac{1}{\rho} = \frac{45}{56}pa^2, \tag{9}$$

$$\text{EI max.}\frac{1}{\rho} = \frac{45}{112}pa^2. \tag{10}$$

La formule (9) permettra de calculer la section du longeron.

Supposons maintenant qu'il y ait un encastrement en A. Les formules (1) et (2) reçoivent encore ici leur application. En désignant par ν le moment du couple élastique développé en A, on a au lieu de la formule (3) la suivante :

$$EKI\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p(b-x)^2}{2} - N(b-x) + \nu, \tag{3'}$$

d'où, en remarquant que $\frac{dy}{dx} = -\operatorname{tang}\alpha$ pour $x = 0$ et $\frac{dy}{dx} = 0$

pour $x = b$,

$$(11)\quad \begin{cases} \mathrm{EKI}\dfrac{dy}{dx} = \dfrac{p(x-b)^3}{6} + \dfrac{\mathrm{N}(x-b)^2}{2} \\ \qquad -\left[\mathrm{K}\left(\dfrac{pa^2}{6}+\mu\right)a + \dfrac{b^2}{2}\left(\dfrac{pb}{3}-\mathrm{N}\right)\right]\dfrac{x-b}{b}, \end{cases}$$

$$(12)\qquad \nu = \frac{a\mathrm{K}}{b}\left(\frac{pa^2}{6}+\mu\right) + \frac{b}{2}\left(\frac{pb}{3}-\mathrm{N}\right).$$

Comme on a $y = 0$ pour $x = b$, l'équation (11) donne

$$\mathrm{EKI}y = \frac{p(x-b)^4}{24} + \frac{\mathrm{N}(x-b)^3}{6} - \left[a\mathrm{K}\left(\frac{pa^2}{6}+\mu\right) + \frac{b^2}{2}\left(\frac{pb}{3}-\mathrm{N}\right)\right]\frac{(x-b)^2}{b}.$$

La condition $y = 0$ pour $x = 0$ conduit à la relation

$$(4')\qquad -\frac{pb^3}{8} + \frac{5\mathrm{N}b^2}{6} + a\mathrm{K}\left(\frac{pa^2}{6}+\mu\right) = 0.$$

Enfin l'on a, en prenant les moments par rapport au point B,

$$\frac{p(a^2-b^2)}{2} + \mu + \mathrm{N}b - \nu = 0,$$

ou

$$(5')\quad \frac{p(a^2-b^2)}{2} + \mu + \mathrm{N}b + \frac{1}{b}\left[\mathrm{K}(pa^2+\mu)a + b^2\left(\frac{pb}{2}-\mathrm{N}b\right)\right].$$

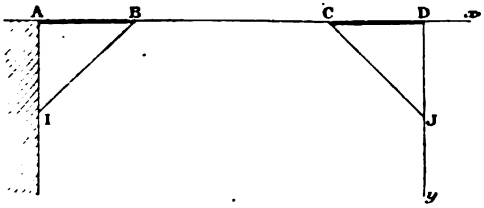
Les équations (4') et (5') permettront de déterminer N et μ, et par conséquent les conditions d'équarrissage.

2° *Le longeron est soutenu en son milieu par une palée avec corbeau et contre-fiches et à ses extrémités par deux corbeaux.* — Soient (*fig.* 386)

AI le profil de l'un des murs;
IB la contre-fiche correspondante;
JD la palée;
CJ la contre-fiche partant du point J de cette palée, faisant face à IB;
N, N', N'', N''' les réactions des appuis A, B, C, D sur le système formé par le longeron et les semelles.

Nous supposerons que l'on a $AB = CD = a$, $BC = 2a$; nous prendrons pour origine des coordonnées le point D, pour axe des x la direction de DA et pour axe des y la verticale du

Fig. 386.



point D. Conservons, au surplus, les notations qui précèdent. Il ne faut pas oublier que, en raison de la symétrie, la tangente en D est horizontale.

Nous avons, pour CD,

$$\text{EIK}\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p(4a-x)^2}{2} - \text{N}(4a-x) + \text{N}'(3a-x) - \text{N}''(a-x),$$

d'où

$$\text{EIK}\frac{dy}{dx} = \frac{p(x-4a)^3}{6} + \frac{\text{N}(x-4a)^2}{2} + \frac{\text{N}'(x-3a)^2}{2} + \frac{\text{N}''(x-a)^2}{2} + \frac{4^3pa^3}{6} - \frac{4^2}{2}\text{N}a^2 - \frac{3^2}{2}\text{N}'a^2 - \frac{\text{N}''a^2}{2}.$$

Si l'on désigne par $\text{tang}\alpha$ la valeur de $\frac{dy}{dx}$ pour $x = a$, on trouve

$$\text{(13)} \qquad \text{EIK tang}\alpha = \tfrac{37}{6}pa^3 - \tfrac{7}{2}\text{N}a^2 - \tfrac{5}{2}\text{N}'a^2 - \frac{\text{N}''a^2}{2}.$$

Nous avons maintenant pour CB, en désignant par C une constante et exprimant que y est nul pour $x = a$,

$$\text{(14)} \quad \begin{cases} \text{EI}\dfrac{d^2y}{dx^2} = \dfrac{p(4a-x)^2}{2} - \text{N}(4a-x) - \text{N}'(3a-x), \\ \text{EI}\dfrac{dy}{dx} = \dfrac{p(x-4a)^3}{6} + \dfrac{\text{N}(x-4a)^2}{2} + \dfrac{\text{N}'(x-3a)^2}{2} + \text{C}. \end{cases}$$

$$\text{(15)} \quad \text{EI}y = \frac{p(x-4a)^4}{24} + \frac{\text{N}(x-4a)^3}{6} + \frac{\text{N}'(x-3a)^3}{6} + \text{C}(x-a).$$

En exprimant que y est nul pour $x = 3a$, on trouve

$$(16) \qquad C = \frac{pa^3}{48}(3^4 - 1) - \frac{Na^2}{12}(3^3 - 1) - \frac{N'a^2}{12}2^3;$$

mais on a $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tang}\alpha$ pour $x = a$, et la seconde des formules (14) donne, par suite,

$$(17) \qquad \left\{ \begin{array}{l} C = \frac{1}{K}\left(\frac{37}{6}pa^3 - \frac{7}{1}Na^2 - \frac{5}{2}N'a^2 - \frac{N''a^2}{2}\right) \\ \qquad + \frac{27}{6}pa^3 - \frac{9}{2}Na^2 - 2N'a^2. \end{array} \right.$$

Des formules (16) et (17) on tire

$$(I) \qquad \tfrac{37}{6}pa - \tfrac{7}{1}N - \tfrac{5}{2}N' - N'' + \left(\tfrac{21}{8}pa - \tfrac{7}{2}N - \tfrac{4}{3}N'\right)K = 0.$$

En désignant par α' l'inclinaison de la tangente en B sur Dx, la seconde des formules (14) donne

$$(18) \qquad EI\operatorname{tang}\alpha' = \tfrac{33}{6}pa^3 - \tfrac{5}{3}Na^2 - \tfrac{2}{3}N'a^2.$$

Nous avons maintenant pour AB, en désignant par D une constante et exprimant que y est nul pour $x = 3a$,

$$(19) \qquad \left\{ \begin{array}{l} EKI\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p(4a - x)^2}{2} - N(4a - x), \\ EKI\frac{dy}{dx} = \frac{p(x - 4a)^3}{6} + \frac{N(x - 4a)^2}{2} + D, \\ EKIy = \frac{p(x - 4a)^4}{24} + \frac{N(x - 4a)^3}{6} + D(x - 4a); \end{array} \right.$$

mais y est nul pour $x = 3a$, d'où

$$D = \frac{pa^3}{24} - \frac{Na^2}{6}.$$

En portant cette valeur dans la seconde des équations (19) et exprimant que $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tang}\alpha'$ pour $x = 3a$, on trouve

$$(II) \qquad -\frac{pa}{8} + \frac{N}{3} - K\left(\tfrac{33}{6}pa - \tfrac{5}{3}N - \tfrac{2}{3}N'\right) = 0.$$

Enfin, en prenant les moments par rapport au point D, on obtient la relation

$$8pn - 4N - 3N' - N'' = 0. \qquad \text{(III)}$$

Les équations (I), (II), (III) feront connaître les valeurs de N, N', N'', et, par conséquent, les conditions d'équarrissage.

On a d'ailleurs

$$N + N' + N'' + N''' = 4pa,$$

d'où N''', et par suite la section que doit avoir la palée.

Quand un pont est sur arc, on peut, en vue d'obtenir un surcroît de sécurité, faire abstraction des moises, étriers, corbeaux intérieurs, etc., et alors on est ramené à calculer l'équarrissage d'un arc de cercle soumis à l'action d'une charge uniformément répartie sur l'arc, problème que nous avons résolu.

CHAPITRE IX.

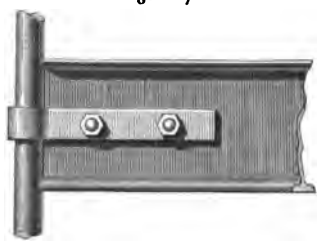
DES PLANCHERS EN FER.

271. La composition des planchers en fer est la même que celle des planchers en bois; la différence principale consiste en ce que, dans le premier cas, on emploie deux systèmes rectangulaires de solives en fer à double T. Ces fers ont de $0^m,08$ à $0^m,22$ de hauteur, selon les portées et les surcharges; on les distingue en fers ordinaires et en fers à larges semelles, qui ne diffèrent des précédents qu'en ce que les patins sont plus larges.

L'espacement des solives d'axe en axe varie de $0^m,60$ à $0^m,80$, et leur encastrement dans les murs de $0^m,15$ à $0^m,30$, suivant leur portée. Il faut, en outre de l'encastrement, relier les murs de face et de refend et ancrer de deux en deux les solives dans ces murs.

L'ancrage représenté par la *fig.* 387 a pour objet de relier entre eux les murs de face et de refend.

Fig. 387.



Généralement, l'établissement d'une cheminée à un étage n'exige ni chevêtres ni enchevêtrures, comme dans les planchers

en bois. Cependant, quand un tuyau de cheminée traverse un plancher, il est quelquefois nécessaire d'établir une enchevêtrure pour le laisser passer. On emploie aussi l'enchevêtrure : 1° au rez-de-chaussée, au droit des portes et fenêtres, en vue de ménager des jours pour les sous-sols ; 2° aux étages supérieurs, parallèlement aux ouvertures, lorsque l'on ne doit pas charger les linteaux. L'épaisseur des solives d'enchevêtrure est supérieure à celle des autres solives.

Il faut araser horizontalement le niveau inférieur de toutes les solives d'un plancher, pour ne pas donner une trop forte épaisseur à l'enduit du plafond.

L'assemblage de deux poutres sous angle se fait au moyen de cornières et de boulons. Les *fig.* 388 et 389 représentent les coupes de deux solives assemblées à angle droit.

Fig. 388.

Fig. 389.

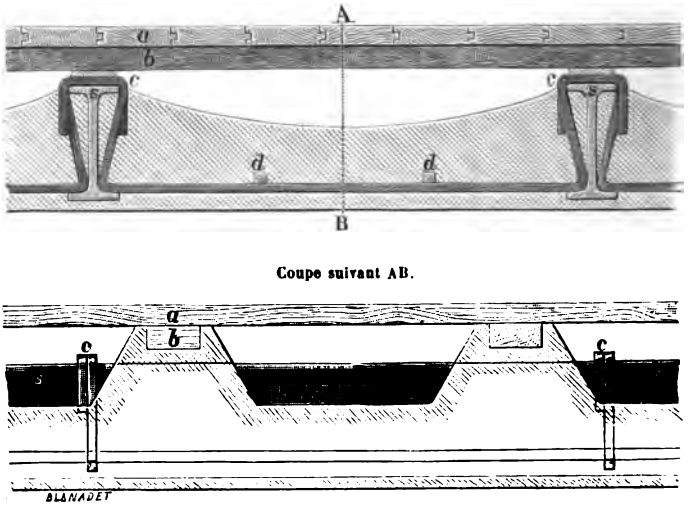
Les solives reçoivent généralement une flèche de fabrication de $\frac{1}{200}$ de leur longueur, pour compenser les effets de la charge et obtenir un plafond très-sensiblement horizontal.

272. *Des hourdis en plâtre et plâtras de démolitions.* — Pour donner de la rigidité et de la stabilité à l'ensemble des solives (*fig.* 390), on les relie entre elles, à des équidistances variant de $0^m,70$ à $0^m,80$, par des entretoises (*chevêtres*) en fer carré *c*, *c*, de $0^m,016$ à $0^m,018$ de côté, recourbées à leurs extrémités pour pouvoir être accrochées aux solives et pour qu'elles s'appuient sur les patins inférieurs de ces pièces.

Sur les entretoises on place, parallèlement aux solives, des petits fers carrés *d*, *d* de $0^m,011$ de côté (*fantons* ou *carillons*), espacés de $0^m,25$ environ. L'espace est aussi divisé en cases rectangulaires de $0^m,75$ de longueur sur $0^m,25$ de largeur environ, qui reçoivent le hourdis en plâtre et en plâtras de dé-

molition, le plus en usage à Paris. On donne à ce hourdis une épaisseur moyenne de $0^{m},11$ et une forme concave, en vue de soutenir les solives sur toute leur hauteur. Pour l'établir, on dispose sous les solives un plancher provisoire en planches brutes, sur lequel on dispose le plâtras que l'on noie dans du

Fig. 390.



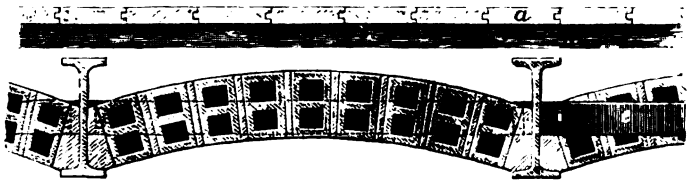
plâtre liquide ; le plancher est enlevé après la prise du plâtre. Le hourdis, arasé au niveau inférieur des solives, peut recevoir, sans lattis, l'enduit du plafond sur une épaisseur de $0^{m},025$ à $0^{m},030$; il communique peu le son ou le bruit, pèse environ 1400^{kg} le mètre cube, mais il offre l'inconvénient d'entretenir l'humidité, et, pour les rez-de-chaussée, il convient de lui substituer le système suivant.

273. *Des voûtes en briques creuses.* — Ici on ne peut plus employer les chevêtres et les fantons ; on entretoise alors les solives au moyen de fers méplats (*fig.* 391 et 392) noyés dans les voûtes, et quelquefois on ne les entretoise pas du tout. Généralement, on pose les briques sur champ, ce qui donne une épaisseur de $0^{m},11$; quelquefois on pose les briques à plat,

ce qui permet de réduire cette épaisseur à $0^m,065$, et même à $0^m,055$.

Le poids du mètre cube de la maçonnerie varie entre 1370^{kg} et 1400^{kg}, et est par conséquent à peu près le même que celui du hourdis en plâtras.

Fig. 391.



Comme les voûtes ne recouvrent que des caves ou des sous-sols, on peut laisser apparentes les solives et les briques, qui doivent être rejointoyées avec soin.

Fig. 392.

On emploie peu les briques pleines et le béton comme hourdis, à cause de leur poids considérable.

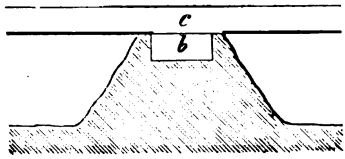
274. *Des hourdis formés de carreaux creux en plâtre.* — Ces hourdis sont plus légers que les hourdis en plâtras, en raison des vides, qui occupent 40 pour 100 environ du volume total ; ils sont aussi très-sourds, et se posent plus rapidement que les seconds. Ils se prêtent à toutes hauteurs, depuis $0^m,10$ jusqu'à $0^m,22$; comme ils remplissent exactement les intervalles entre les solives qu'ils entretoisent sur toute leur hauteur, on peut supprimer les fantons et une partie des entretoises en fer.

275. *Des aires des planchers.* — L'aire d'un plancher est ordinairement un carrelage ou un parquet.

Un carrelage se pose sur une couche de plâtre de $0^m,04$ d'épaisseur, établie sur toute la surface du hourdis ou des voûtes.

Un parquet *a* (*fig.* 390) se pose sur des lambourdes *b*, de $0^m,08$ de largeur, de $0^m,034$ à $0^m,080$ de hauteur, espacées de $0^m,40$ à $0^m,50$. Quand on a fixé le niveau du parquet, on arase horizontalement les lambourdes, qui sont soutenues par des murettes en plâtre et plâtras (*fig.* 393).

Fig. 393.



Pour éviter l'humidite au rez-de-chaussée, on recouvre le hourdis en plâtras d'une chape en bitume, dans laquelle on scelle les lambourdes.

276. *Des plafonds.* — Le plafond se compose ordinairement de deux enduits, l'un en gros plâtre et l'autre en plâtre fin, dont l'épaisseur totale ne doit pas dépasser $0^m,03$. Comme nous l'avons déjà dit, le lattis est inutile.

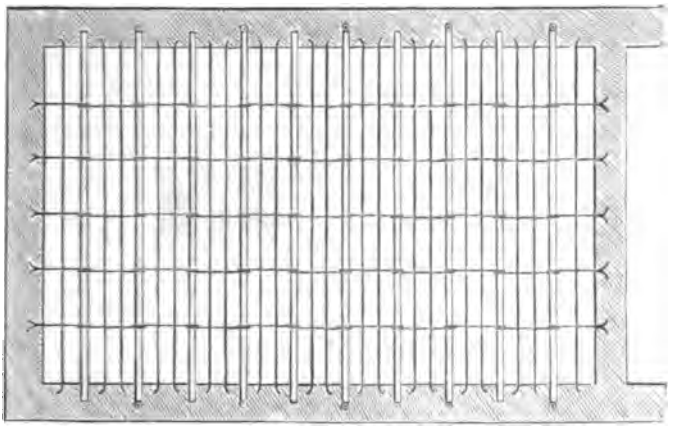
277. *Catégories des planchers.* — Les planchers à faible portée (*fig.* 394) sont ceux pour lesquels les solives peuvent franchir l'intervalle des murs; les solives ne doivent pas porter sur des linteaux, mais sur des chevêtres établis au-dessus des ouvertures. Il faut, autant que possible, placer une solive sous chaque cloison parallèle à la direction des solives.

Les *planchers à grande portée* sont ceux pour lesquels l'espacement des murs est trop grand pour qu'il ne soit pas très-dispendieux d'établir des solives allant d'un mur à l'autre. On place alors dans l'axe des *trumeaux* (1) des poutres transver-

(1) On désigne ainsi les portions des murs comprises entre les ouvertures, portes et fenêtres.

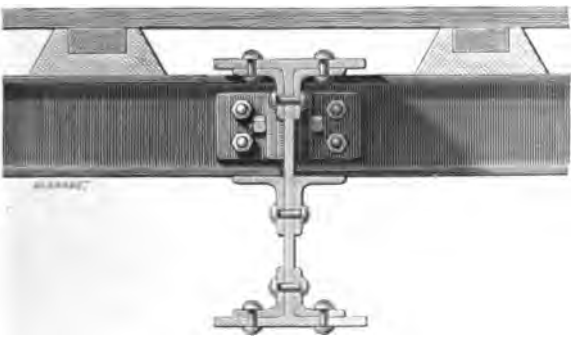
sales en fer, sur lesquelles reposent les solives, entretoises et fantons.

Fig. 394.



La *fig.* 395 représente un assemblage de solives de plancher à longue portée, dans lequel les solives d'un système font saillie au-dessous du plafond.

Fig. 395.

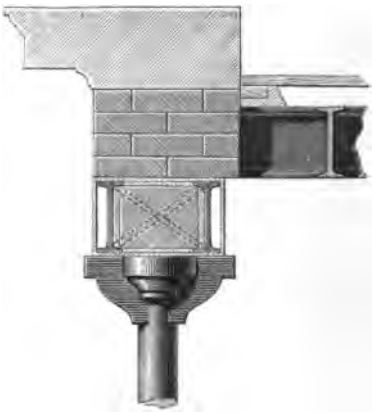


278. *Des poitrails.* — On désigne ainsi une poutre qui remplace un mur ou portion de mur que l'on a dû supprimer.

Quand la portée est trop grande, le poitrail est soutenu par des colonnes en fonte intermédiaires.

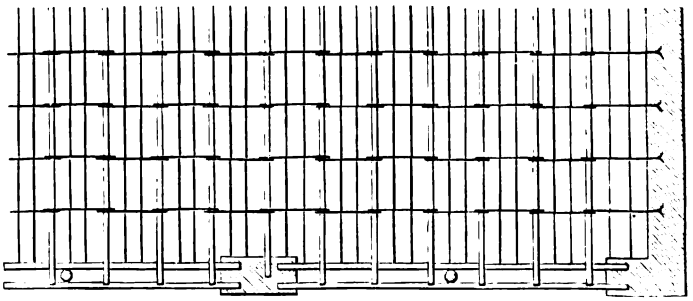
La *fig.* 396 représente une coupe transversale suivant l'axe

Fig. 396.



d'une colonne d'un type de poitrail, et la *fig.* 397 le plancher d'un premier étage soutenu par un système de poitrails appuyés

Fig. 397.



chacun sur une colonne intermédiaire, comme l'indique en élévation la *fig.* 398.

A Paris les poitrails sont généralement composés de deux ou trois solives à plancher accouplées, rendues solidaires de

mètre en mètre environ par des croisillons en fer carré de $0^m,025$ de côté, et des frettes, posées à chaud, en fer méplat, dont la section a $0^m,060$ sur $0^m,012$.

Fig. 398.

279. *Des fers Zorès.* — On remplace dans beaucoup de constructions les fers à double T (*fig.* 399) par des fers

Fig. 399.

Zorès, qui sont plus légers et plus économiques. La section de ces fers, qui sont creux, est celle d'un V renversé dont le sommet est arrondi ou présente une troncature plane; l'épaisseur au sommet est renforcée, et les côtés se terminent par des patins.

CHAPITRE X.

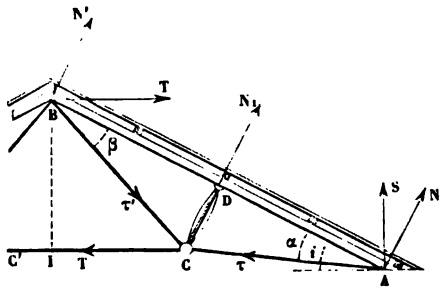
DES COMBLES EN FER.

280. Les combles en fer sont préférables aux combles en bois lorsqu'il s'agit de couvrir de grands espaces. Ils sont légers et donnent une grande sécurité au point de vue des incendies. Ils se composent des mêmes parties essentielles que les combles en bois, à cette différence près que les poinçons et les entraits sont remplacés par des tirants en fer à section circulaire, ou cruciforme, ou méplate. Les pannes, les arbalétriers, ainsi que les bielles ou contre-fiches, sont formés de pièces métalliques de diverses formes.

Nous nous bornerons à étudier ici les systèmes de ces combles les plus usuels.

281. *Ferme simple de Polonceau.* — Dans ce système, les extrémités de chaque arbalétrier AB ou A'B' (*fig.* 400) sont

Fig. 400.



reliées par deux tirants en fer AC et BC ou AC' et BC', qui viennent se réunir en C ou en C'. Les sommets C et C' sont

reliés par un tirant en fer, et respectivement aux arbalétriers AB, A'B par des contre-fiches en fonte CD, C' D', qui leur sont normales.

On peut faire abstraction des poids relativement très-faibles des tirants et des contre-fiches.

Nous considérerons en particulier le système BACD, en supposant que le tirant CC' ait été suffisamment tendu pour que la ferme n'exerce aucune action horizontale sur ses appuis; la tension de ce tirant est alors égale à la poussée T au sommet B.

Soient

a la longueur des arbalétriers;
i leur inclinaison sur l'horizon;
α, β les angles formés par CA et CB avec AB;
S la réaction verticale de l'appui A;
p la charge de la toiture par mètre courant de l'arbalétrier, y compris le poids de cette pièce;
I le milieu de la droite CC'.

La figure donne

$$AC = \frac{a \sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)}, \quad BC = \frac{a\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}, \quad CD = \frac{a\sin\alpha\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)},$$

$$\widehat{BCI} = \beta + i, \quad BI = a\sin\alpha\,\frac{\sin(\beta+C)}{\sin(\alpha+\beta)}.$$

En prenant les moments par rapport à A, on trouve

$$T.BI = \frac{pa^2}{2}\cos i,$$

d'où

$$T = \frac{pa}{2}\cos i\,\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin\alpha\sin(\beta+i)}. \qquad (2)$$

On a, d'ailleurs,

$$S = pa. \qquad (3)$$

La construction doit remplir la condition que les contre-fiches CD, C'D' s'opposent à ce que les arbalétriers fléchissent

en D et D'. La pièce AB peut donc être considérée comme reposant sur trois appuis A, D, B.

Décomposons maintenant les charges élémentaires en deux systèmes de forces respectivement perpendiculaires à BA et dirigées suivant cette droite, et faisons abstraction de ces dernières, qui ne donnent lieu qu'à une compression de la fibre moyenne. Les autres feront fléchir la pièce, qui se trouve ainsi dans les mêmes conditions que si elle était soumise à l'action d'une charge normale $p\cos i$ uniformément répartie sur sa longueur, et il sera dès lors facile de calculer les réactions normales N, N_1, N' des appuis A, D, B.

Si τ est la tension du côté AC, on voit que N est la somme des composantes de τ et S suivant sa direction, et l'on a ainsi

$$N = S\cos i - \tau\sin\alpha,$$

d'où

$$\tau = \frac{pa\cos i - N}{\sin\alpha}. \tag{4}$$

La tension τ' de BC s'obtiendra en exprimant que sa projection ajoutée à celle de T sur la direction de N' est égale à cette réaction, ce qui donne

$$N' = T\sin i - \tau'\sin\beta,$$

d'où, en ayant égard à la formule (3),

$$\tau' = \frac{pa}{4}\,\frac{\sin 2i\sin(\alpha+\beta)}{\sin\beta\sin(\beta+i)} - \frac{N'}{\sin\beta}. \tag{5}$$

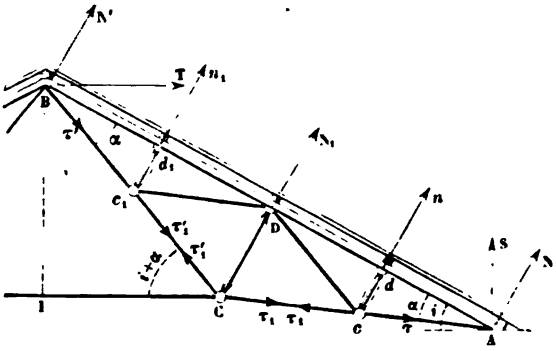
Nous avons ainsi tous les éléments voulus pour vérifier si une charpente en projet peut être réalisée en remplissant les conditions voulues de solidité.

282. *Ferme composée de Polonceau.* — Lorsque la portée devient très-grande, au lieu de soutenir les arbalétriers en un seul point entre les deux appuis extrêmes, on établit plusieurs points d'appui intermédiaires, en vue d'éviter de donner un trop fort équarrissage aux arbalétriers. Les appuis intermédiaires sont obtenus au moyen de contre-fiches partant de dif-

férents points, de tirants obliques et de tirants secondaires joignant chacun de ces points aux pieds des contre-fiches adjacentes.

La *fig.* 401 représente une ferme dont les arbalétriers ont trois points d'appui intermédiaires; ADCBC'D'A' n'est autre

Fig. 401.



chose qu'une ferme simple; on la complète par les contre-fiches cd, $c'd'$ et c_1d_1, $c'_1d'_1$, et par les tirants cD, c_1D et $c'_1D'_1$, c'_1D'.

Nous conserverons les notations précédentes, mais, pour simplifier, nous supposerons $\beta = \alpha$; enfin nous supposerons que d, d_1 sont au milieu de AD et de DB.

Les formules (2) et (3) du numéro précédent sont applicables au cas actuel et donnent

$$(6)\qquad \begin{cases} T = \dfrac{pa}{\operatorname{tang} i + \operatorname{tang} \alpha}, \\ S = pa. \end{cases}$$

Les réactions N, N' normales à AB des appuis A et B sont égales; il en est de même des réactions n, n_1 en d et d_1. Ces réactions, ainsi que celle N_1 de l'appui D, sont de la forme

$$(7)\qquad \begin{cases} N = N' = K pa \cos i, \\ N_1 = K_1 pa \cos i, \\ n = n_1 = k pa \cos i, \end{cases}$$

K, K_1 et k étant des coefficients numériques que l'on sait calculer (¹).

Les tensions τ et τ' de AC et BC seront toujours données par les formules (3) et (4) du numéro précédent, lesquelles deviennent, dans le cas actuel,

$$(7)\qquad \begin{cases} \tau = (1 - K)\dfrac{\cos i}{\sin\alpha}pa, \\ \tau' = \left(\dfrac{\sin i}{\operatorname{tang}\alpha + \operatorname{tang} i} - \dfrac{K\cos i}{\sin\alpha}\right)pa. \end{cases}$$

Soient τ_1, τ'_1 les tensions des tirants Cc, Cc_1; θ, θ' celles des tirants cD, c_1D. Si l'on exprime que ces forces se font équilibre autour des points c et c_1, respectivement aux compressions n et n_1 de cd et c_1d_1, il vient, en projetant sur la droite AB et sur la direction de sa perpendiculaire,

$$\begin{gathered} \tau_1 - \tau + \theta = 0, \\ (\tau_1 - \tau - \theta)\sin\alpha + kpa\cos i = 0, \\ \tau' - \tau'_1 - \theta' = 0, \\ (\tau'_1 - \tau' - \theta')\sin\alpha + k_1 pa\cos i = 0, \end{gathered}$$

d'où l'on déduit

$$(8)\qquad \begin{cases} \tau_1 = \tau - \dfrac{kpa\cos i}{2\sin\alpha}, \\ \theta = \theta' = \dfrac{kpa\cos i}{2\sin\alpha}, \\ \tau'_1 = \tau' - \dfrac{kpa\cos i}{2\sin\alpha}. \end{cases}$$

En substituant dans la première et la troisième de ces formules les valeurs (7) de τ et τ', tous les éléments de la question seront déterminés.

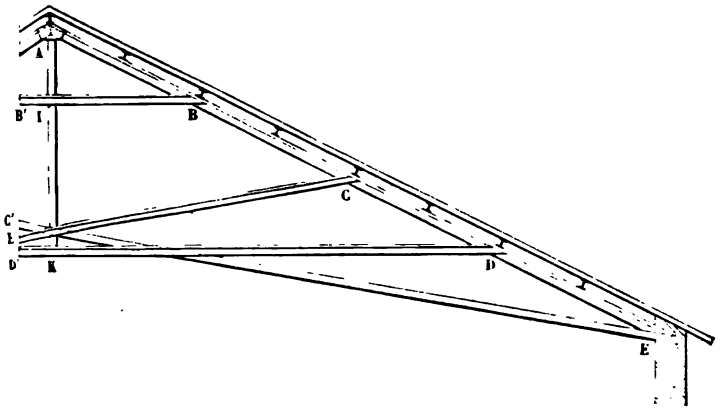
283. *Fermes des gares de la Compagnie des chemins de fer d'Orléans.* — Pour les grandes portées, soit 20^m environ, la

(¹) En faisant l'application des formules du n° 36 (t. VI) au cas particulier dont il s'agit, on trouve

$$K = \frac{17}{28}, \quad K_1 = \frac{1}{14}, \quad k = \frac{5}{14}.$$

ferme se compose d'un entrait BB′ (*fig.* 402), d'un tirant DD′, reliés en I et K au poinçon AK ; de deux moises EC′, E′C reliant l'extrémité E ou E′ de chaque arbalétrier à l'autre arbalétrier et se croisant sur le poinçon.

Fig. 402.



Chaque arbalétrier, AE par exemple, peut être considéré comme reposant sur cinq appuis A, B, C, D, E, dont on pourra calculer les réactions normales; cela fait, en suivant une marche analogue à celle des numéros précédents, on déterminera facilement les efforts transmis aux autres pièces.

Pour les portées ordinaires, soit 7^{m}, on supprime le tirant et l'entrait.

CHAPITRE XI.

DES PONTS MÉTALLIQUES.

§ I. — *Généralités.*

284. Les *pièces de pont* sont des entretoises qui relient les fermes. Pour les chemins de fer on emploie à cet effet des fers à simple et à double T. Le plus souvent la solidarité des fermes est en outre assurée par des pièces en diagonale qui ont reçu le nom de *contre-ventements*.

Un pont métallique, d'après les prescriptions administratives, ne peut être livré à la circulation qu'après avoir subi une épreuve spéciale, réglée en raison du service auquel la construction est destinée.

Pour une voie de terre, la charge d'épreuve (*poids mort*) est fixée à 400^{kg} par mètre carré de la surface du tablier, trottoirs compris.

Pour les voies ferrées, la charge d'épreuve est de 5000^{kg} par mètre courant de simple voie, lorsque l'ouverture est au plus égale à 20^{m}. Au-dessus de cette limite la charge est réduite à 4000^{kg}, sans que, en totalité, elle puisse devenir inférieure à $100\,000^{kg}$. D'autres épreuves ont lieu par *poids roulants*, en exécution des circulaires du 26 février 1856 et du 15 juin 1869.

§ II. — *Des ponts en fonte.*

Ces ponts forment deux catégories : 1° les *ponts sur poutres droites;* 2° les *ponts sur arcs.*

285. *Ponts sur poutres droites.* — Ce système ne doit recevoir son application que pour de faibles portées, soit 5 mètres au maximum, en raison de la défectuosité que présente la fonte au point de vue de l'extension.

Chaque poutre est à double T avec renforcement de l'âme vers les semelles (*fig.* 403) ; l'épaisseur de la semelle inférieure

Fig. 403.

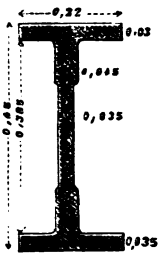
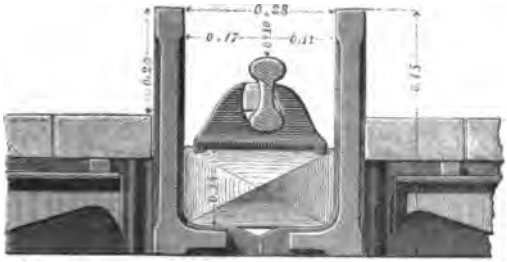


Fig. 404.



est environ les $\frac{7}{6}$ de celle de la semelle supérieure ou platebande. Les poutres sont reliées entre elles par des tuyaux cylindriques en fonte, traversés par des tirants en fer, de manière à former un système rigide ou du moins à très-peu près.

Il arrive quelquefois, dans le cas de l'application aux chemins de fer, que le rail et sa longrine sont posés dans l'intérieur de deux poutres jumelles, comme l'indique la *fig.* 404, qui représente une coupe transversale. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises en fonte qui s'engagent dans des boîtes venues de fonte avec elles ; les vides dans les boîtes sont comblés par du mastic de fonte (¹).

286. *Des ponts sur arcs.* — Les arcs doivent être construits

(¹) M. Minary employait, pour faire les joints des tubulures des chaudières exposées au feu et à l'eau, un mastic ayant pour composition en poids :

100 de tournure de fonte propre et tamisée ;

2 de fleur de soufre ou de soufre pilé et finement tamisé ;

2 de chlorhydrate d'ammoniaque du commerce.

Le tout, arrosé d'eau et bien mélangé, était abandonné à l'oxydation lente,

de manière que la fonte n'ait à résister qu'à des efforts de compression. Les fermes sont établies sur des piles et culées en pierre qu'on élève au niveau du tablier pour empêcher que les vibrations se communiquent d'une arche à la suivante.

287. *Pont des Saints-Pères, à Paris.* — Ce pont, construit par Polonceau en 1834, est la première construction sérieuse du genre dont nous nous occupons. Il est formé de trois arches (*fig.* 405), comprenant chacune cinq fermes en arcs de cercle d'une faible flèche (2). Chaque arc est formé d'une âme en bois emprisonnée dans un tuyau elliptique en fonte, dont les oreilles, qui terminent chacune de ses deux moitiés, sont réunies par des boulons. Le tablier repose sur les arcs par l'intermédiaire de poulies à gorge en fonte, au nombre de six pour chaque demi-travée, disposées de manière que les points d'appui soient également espacés. Ces poulies sont reliées entre elles par des entretoises en fonte dont les axes passent par les centres des poulies. Les longrines sont en bois et sont recouvertes de plaques de fonte sur les faces du pont. Les traverses qui supportent le plancher sont en bois. Les longrines reposent sur les poulies par l'intermédiaire de plaques de tôle auxquelles elles sont fixées. Ces plaques se terminent de part et d'autre par des arrêts cylindriques.

Dans les ponts du système Polonceau qui ont été construits depuis 1834, on a supprimé l'âme en bois, qui n'avait d'ailleurs pour but que de faciliter le montage; actuellement on a recours,

---

jusqu'à un échauffement de 40 à 50 degrés. Si l'échauffement est trop fort, le mastic devient friable; c'est pourquoi il convient de ne pas l'exposer à la chaleur avant que la réaction soit terminée.

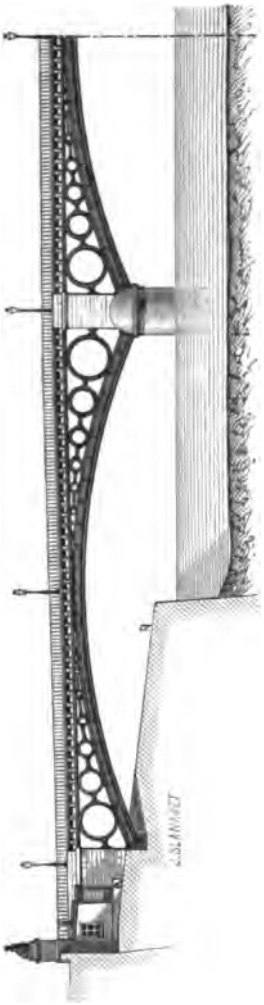
Plus tard, M. Minary a donné la préférence à un mastic obtenu avec de la tournure de fonte tamisée, mise en tas et arrosée avec de l'acide pyroligneux étendu de son volume d'eau. On emploie le mastic quand la réaction est en train sans attendre davantage; il durcit rapidement et devient très-résistant. Par ce procédé on évite les inconvénients de la sulfuration et du dégagement de l'hydrogène sulfuré.

(2) Nous avons obtenu sur les lieux les approximations suivantes : ouverture d'une travée, 50 mètres; flèche, $\frac{1}{15}$; largeur du pont entre le garde-corps, 11 mètres; largeur de chaque trottoir, 2 mètres.

pour arriver à ce résultat, à des procédés plus simples et plus économiques. Les entretoises des poulies étant d'un fort équar-

Fig. 405.

PONT DES SAINTS-PÈRES.



Demi-élévation.

rissage se compriment très-peu, et, comme les arcs sont très-surbaissés, on peut, sans grande erreur, considérer chaque

poulie comme un anneau soumis à l'action d'une charge verti-

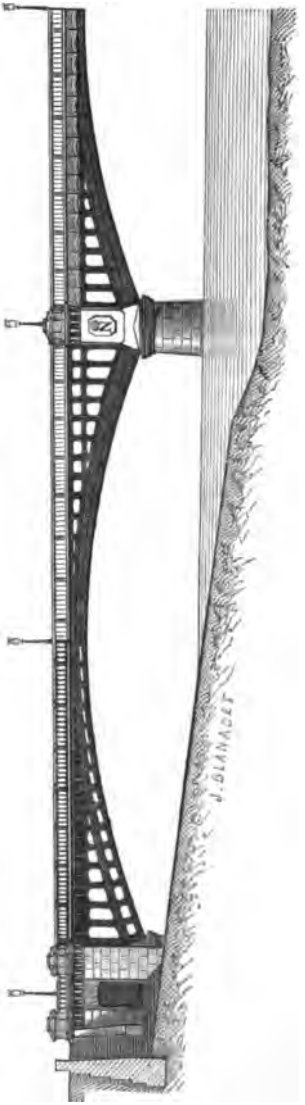


Fig. 406. PONT DE SOLFERINO. Demi-élévation.

cale agissant à son sommet, maintenu latéralement par deux

plans verticaux et reposant sur un plan horizontal. On retombe ainsi sur un problème résolu à la fin du n° 51 du Tome V, Les ponts à la Polonceau sont d'un aspect gracieux. On reproche au pont des Saints-Pères une trop grande flexibilité; sous l'action d'une charge un peu forte, il se déforme d'une manière très-sensible.

288. *Pont de Solferino, à Paris.* — Ce pont, construit par Romany, est très-élégant, et, depuis, beaucoup d'autres ponts ont été établis dans le même style.

Il se composé de trois arches, dont la moitié est représentée, en élévation, par la *fig.* 406. Le tablier est formé de voûtes transversales en briques ayant pour points d'appui des fers à double T. Ces fers sont eux-mêmes supportés par des plaques de fonte à jours, reliées entre elles par des boulons qui viennent se fixer aux arcs en fonte. Chaque arche est formée de neuf fermes. Les fermes de tête ne diffèrent des autres que par une ornementation spéciale (1).

Le pont de Sully, qui forme la traversée de la Seine pour le boulevard Saint-Germain, appartient au même système que le précédent; mais il est oblique et son angle de biais est de 28° 44′; il se compose de trois arches dont chacune a environ 45 mètres d'ouverture.

289. *Viaduc de Beaucaire.* — Ce viaduc, jeté sur le Rhône entre Beaucaire et Tarascon par la Compagnie des chemins de fer de Paris-Lyon-Méditerranée, est le pont en fonte le plus important qui existe en France. La première travée, en partant de Tarascon, est représentée en élévation par la *fig.* 407.

Un fond de gravier pour ainsi dire indéfini et très-affouillable; un débit variable, mais pouvant atteindre 12 000 mètres cubes, avec une vitesse de 3 mètres à la surface; des crues ordinaires de 1 mètre à 1m,60 au-dessus de l'étiage, très-irrégulières, mais se produisant pendant près du quart de l'année; de grandes

(1) On a à peu près : ouverture de chaque arche, 45 mètres; flèche, $\frac{1}{15}$; largeur entre les garde-corps, 20 mètres; largeur de chaque trottoir, 4 mètres.

crues de $5^m,50$ à $7^m,15$ (premières quinzaines d'avril et de novembre) ; l'importance, comme longueur, de la traversée : tels

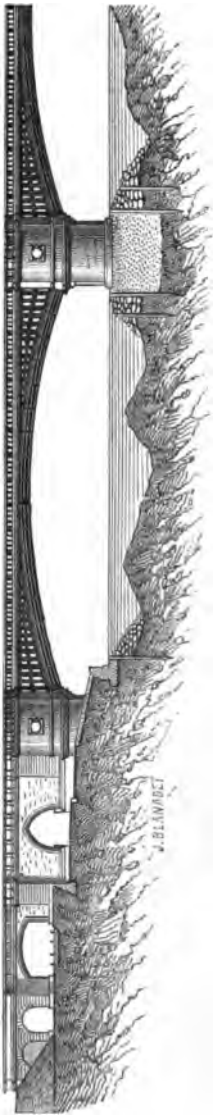


Fig. 407.

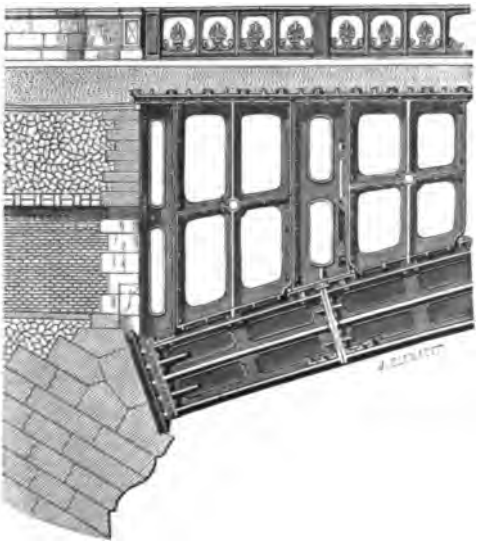
PONT DE BEAUCAIRE.

Élévation d'une travée au joint d'une culée.

sont les éléments dont les ingénieurs ont dû avant tout se préoccuper.

Le viaduc comprend sept travées, composées chacune de huit arcs solidement contreventés, dont l'ouverture est de 62 mètres, et la hauteur du sommet au-dessus de l'étiage de $11^{m},932$. Chaque arc est formé de dix-sept voussoirs de $1^{m},70$ de hauteur dont les extrémités s'appuient sur des coussinets en

Fig. 408.



fonte posés sur les coussinets en granite des piles. Sur la voûte, formée par les arcs, s'élèvent des tympans en fonte réunis par des croix de Saint-André transversales. Le ballast repose sur des plaques de fonte de $0^{m},018$ d'épaisseur, formant plancher, renforcées par des nervures en arc (hauteur $0^{m},08$) espacées de $0^{m},375$ d'axe en axe et ayant une flèche de $0^{m},09$. La substitution des plaques en fonte aux voûtes en briques, employées habituellement, a eu pour objet d'empêcher les disjonctions dues aux variations de température et aux trépidations produites par le passage des trains. Des murettes en briques montées sur le

tablier en fonte supportent les trottoirs et maintiennent le ballast. La construction a été précédée de l'établissement d'un pont de service en charpente treillissé reposant sur des palées avec sous-palées. Les sous-palées isolées après leur moisage ont été maintenues par des enrochements s'élevant jusqu'à 2 mètres en contre-bas de l'étiage.

Les sous-palées principales faisaient partie des enceintes des piles et n'ont été enrochées qu'après l'échouage, entre les deux lignes de pieux de l'enceinte, de quatre assises de dalles en pierre (3 mètres de longueur, 1^m, 20 de largeur, 1^m, 70 de hauteur) simplement équarries, placées sur deux rangs par assise. L'échouage a été précédé d'un dragage quand le fond du Rhône se trouvait à moins de 3 mètres au-dessous de l'étiage.

Ces dalles ont eu pour objet de s'opposer à l'éboulement du gravier lorsque l'on effectuait le dragage de l'emplacement des piles. Le dragage a été suivi de la coulée de deux couches de béton de 4 mètres d'épaisseur chacune, sur lesquelles on a établi les maçonneries des culées.

Chaque voûte en fonte a été construite sur un cintre en charpente, pour l'établissement duquel on a utilisé les palées du pont de service. La *fig.* 408 représente le détail d'une naissance au joint d'une culée.

§ III. — *Des ponts en fer sur poutres pleines.*

290. Lorsque l'ouverture d'un pont de chemin de fer ne dépasse pas 14 mètres, on peut établir ce pont en employant des poutres à double T dont la direction est celle des rails. Les plates-bandes d'une poutre, dont la supérieure est ce que l'on appelle la *table*, sont formées, suivant les conditions de résistance auxquelles elles doivent satisfaire, d'une simple lame ou de plusieurs lames superposées (*fig.* 409 et 410) réunies par des rivets avec couvre-joints (1).

L'axe des plates-bandes doit être parallèle au sens du laminage.

(1) Nous rappellerons que les feuilles de tôle du commerce ont de 1 à 2 mètres de largeur et que leur longueur peut atteindre 7 mètres.

L'âme se compose d'une ou de deux tôles, dont la largeur est suffisante pour qu'il n'y ait pas de joints horizontaux; elle est reliée aux plates-bandes par des cornières. Les joints verticaux sont formés par deux fers à T simples (*fig.* 411) reliés d'un système au suivant, de 3 mètres en 3 mètres, par une tôle

Fig. 409.

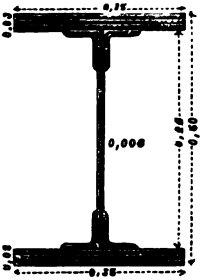
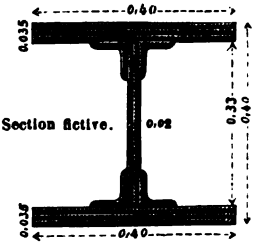


Fig. 410.



verticale (*fig.* 412) prise entre deux cornières. Le nombre des rivets de ces joints est déterminé par l'effort tranchant.

La largeur des tables ne doit pas dépasser $0^{m},80$ et plus généralement, d'après une règle empirique, vingt fois leur épaisseur. Dans la région de chaque appui on multiplie les renforts verticaux, de manière à se trouver dans de bonnes conditions relativement à la tendance à l'écrasement.

Fig. 411.

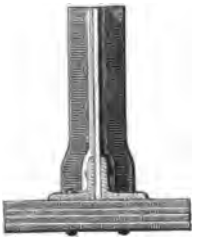
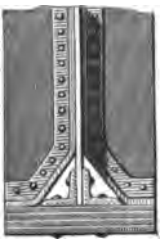


Fig. 412.

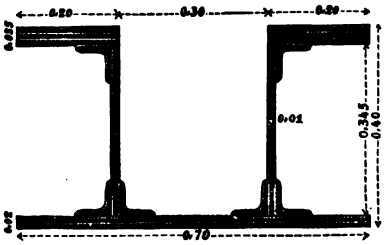


On emploie aussi des *poutres-caisses* (*fig.* 413) formées de deux parois verticales reliées à deux faces horizontales par des cornières. Si ces poutres offrent l'inconvénient d'exiger l'emploi

d'une grande quantité de métal, elles présentent, par contre, l'avantage de permettre d'établir des tables d'une grande largeur.

Quand les poutres à simple ou double paroi verticale ne sont pas suffisantes, on les remplace par des *poutres cellulaires*

Fig. 413.



(*fig.* 414), peu sujettes au voilement, et qui sont très-convenables pour les longues portées.

Fig. 414.

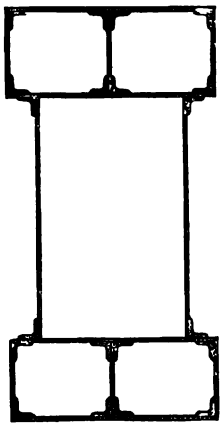
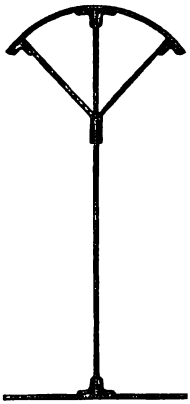


Fig. 415.



Nous trouverons plus loin plusieurs applications de la poutre Brunnel, dont la coupe transversale est reproduite par la *fig.* 415.

291. Les *fig.* 416, 417 et 418 se rapportent à trois types de ponts de la Compagnie des chemins de fer de l'Est.

Fig. 416.

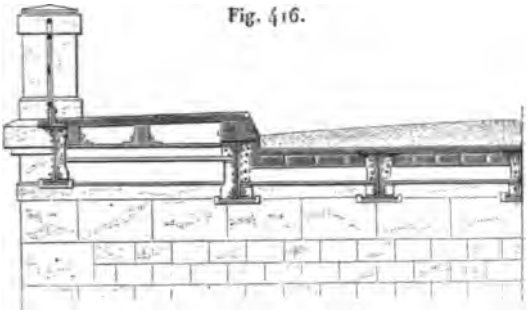


Fig. 417.

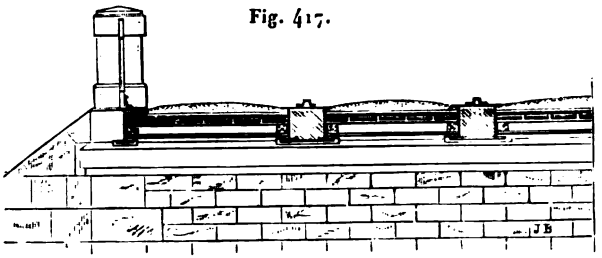
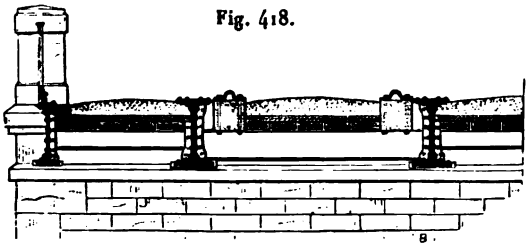


Fig. 418.



Enfin trois types de ponts de la Compagnie des chemins

de fer du Nord sont représentés par les *fig.* 419, 420 et 421.

Fig. 419.

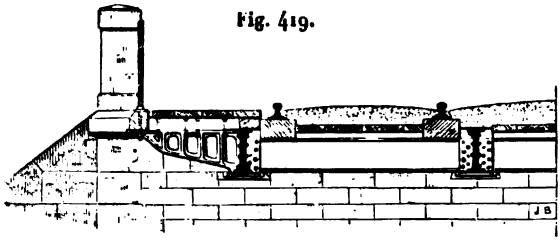


Fig. 420.

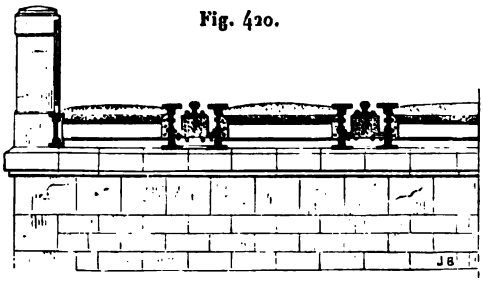
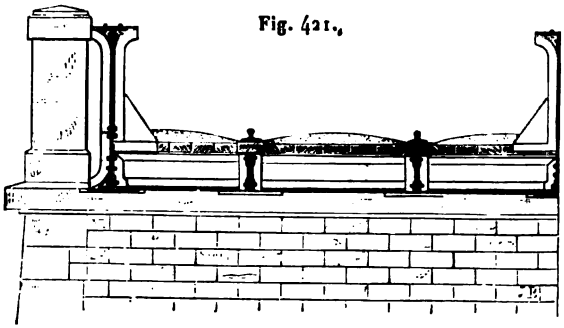


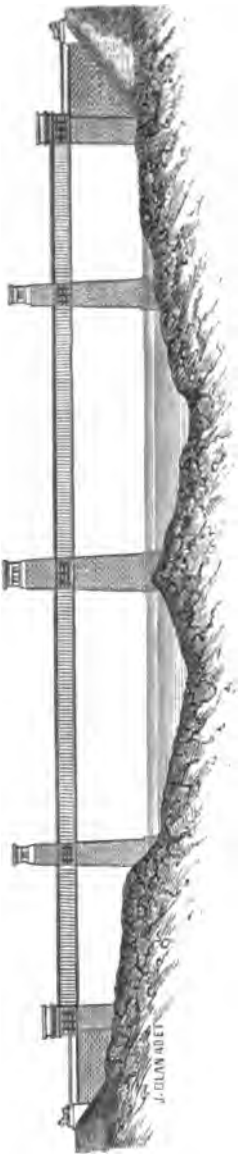
Fig. 421.



292. *Ponts tubulaires.* — Lorsque la portée d'un pont dépasse certaines limites, l'emploi des poutres ordinaires devient

Fig. 422.

PONT DE MENAY.



Élévation.

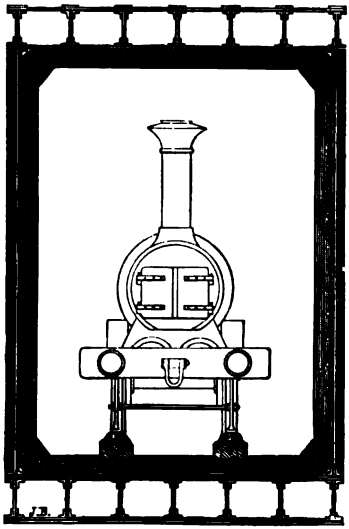
impraticable. Parmi les systèmes employés qui permettent d'é-

luder la difficulté, nous citerons en premier lieu le système tubulaire, qui consiste dans la construction d'un tube rectangulaire en tôle, simple ou double, dans lequel on fait passer les trains.

On distingue les ponts tubulaires en ponts à poutres pleines et en ponts treillissés dont les montants et le plafond sont en treillis et sur lesquels nous reviendrons plus loin.

293. *Pont Britannia.* — Ce pont a été construit sur la baie de Menay, par Robert Stephenson, pour relier les deux tronçons

Fig. 423.



Coupe transversale.

de la ligne de Chester à Holyhead. Il se compose de deux tubes dont l'un est représenté en coupe transversale par la *fig.* 423. Les poutres totales (*fig.* 422), qui ont 460 mètres de longueur, portent sur deux culées et trois piles.

Les deux travées du milieu ont 140 mètres et les deux extrêmes 70 mètres d'ouverture. Les tronçons de 140 mètres ont été construits sur le rivage, puis amenés sur des radeaux au-

dessous de l'emplacement définitif qui leur était assigné et qu'on leur a fait occuper (à 30 mètres au-dessus des plus hautes marées) à l'aide de deux presses hydrauliques disposées au sommet des piles. Les tronçons de 70 mètres ont été construits en place sur des échafaudages et réunis aux grands tubes par des raccords. En résumé, chaque moitié longitudinale du pont se compose d'une poutre totale de 460 mètres, pesant 5400 tonnes, fixée sur la pile centrale et reposant librement sur les deux autres piles et sur les culées. Le contreventement a été obtenu au moyen de goussets en fonte et en doublant les tables.

294. *Pont de Conway.* — Ce pont, appartenant à la même ligne que le précédent, a été également construit par Robert Stephenson et présente la même section transversale; mais, comme la distance des culées n'est que de 122 mètres, il n'a pas été nécessaire d'établir des piles. Le poids de chaque tube est de 1130 tonnes.

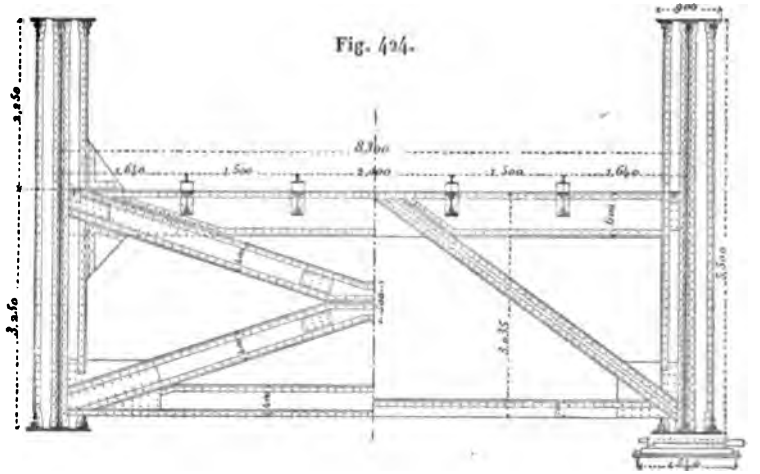
295. *Pont Victoria.* — Ce pont, construit sur le Saint-Laurent par R. Stephenson et Ross pour donner passage au chemin de fer de New-York au Canada, a 2743 mètres de longueur et est formé de vingt-cinq travées.

Les trois travées du milieu ont $100^{m},03$ de longueur, tandis que les autres n'ont que $73^{m},81$. Les deux piles du milieu ont $5^{m},49$ d'épaisseur; celles qui sont voisines des culées ont $4^{m},57$. L'épaisseur des piles intermédiaires augmente graduellement en allant des rives vers le milieu. La hauteur de chacun des deux tubes, qui est de $5^{m},79$ aux extrémités, augmente aussi graduellement jusqu'au centre, où elle atteint $6^{m},86$. La largeur est de $4^{m},88$. La construction a exigé l'emploi de 10 400 tonnes de fer et de 84 642 mètres cubes de maçonnerie. La solidité du pont est telle, que les ingénieurs n'ont vu aucun inconvénient à ce que les trains fassent la traversée en sept minutes, soit avec une vitesse de 41 kilomètres à l'heure.

296. *Pont de Langon.* — Ce pont (*fig.* 424) est formé de deux poutres à âme pleine, et les rails sont disposés au milieu

de la hauteur. L'espace compris au-dessous de la voie est occupé par un fort contreventement.

Fig. 424.



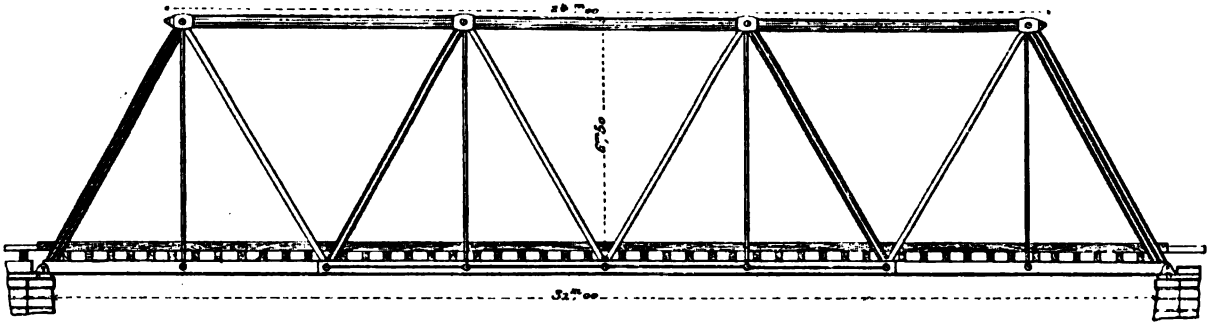
Coupe transversale.

§ IV. — *Des poutres en latices ou demi-treillis.*

297. Ces poutres sont formées de deux longerons réunis l'un à l'autre par des entretoises en zigzag dont les sommets se trouvent alternativement sur l'un et l'autre longeron. Deux entretoises consécutives sont reliées entre elles et au longeron correspondant dans la région du sommet qu'elles déterminent. Cette disposition, qui nous vient d'Amérique, n'est guère applicable qu'à des ponts dont la portée n'excède pas 35 mètres.

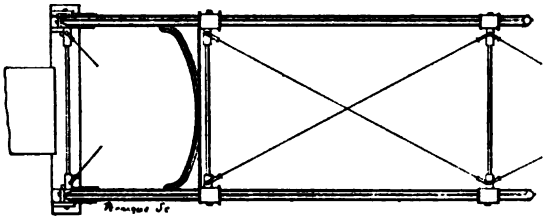
298. *Pont de la Compagnie de Baltimore.* — La *fig.* 425 représente l'élévation d'un pont triangulaire (système Warren) de la Compagnie de Baltimore, dont l'ouverture est de 31 mètres. Les entretoises forment des triangles isoscèles identiques; des tiges verticales réunissent les sommets du longeron supérieur au longeron inférieur. Les *fig.* 425, 426, 427 et 428 représentent respectivement le plan de l'ensemble des longerons supérieurs

Fig. 425.



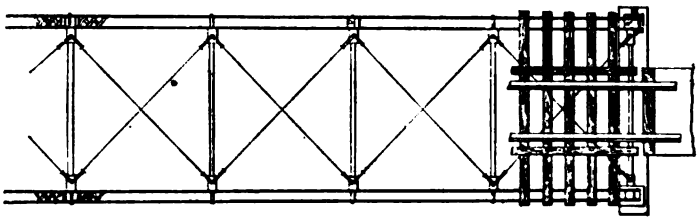
Elévation.

Fig. 423.



Plan de la partie supérieure.

Fig. 427.



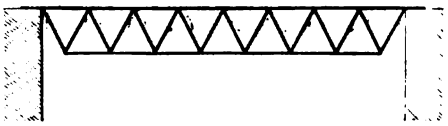
Plan de la partie inférieure.

Fig. 429. Détails d'élévation

Fig. 428. Entrée du pont.

avec leurs contreventements, celui des longerons inférieurs, l'élévation de chacune des entrées du pont et les détails des assemblages relatifs à l'élévation. En faisant tourner de 180 degrés chacune des poutres autour de son longeron inférieur, on arrive à une autre disposition dont la silhouette est représentée par la *fig.* 430, et ici le tablier repose sur la grande base du profil trapézoïdal des poutres.

Fig. 430.



Dans le système Howe, deux moises consécutives forment un triangle équilatéral dont l'angle droit se trouve au joint du longeron inférieur. Il va sans dire que tous les triangles sont identiques. Une poutre est formée de deux parties symétriques réunies au milieu par une moise pendante qui leur est commune. On complète la poutre par des croisillons qui relient les sommets supérieurs aux sommets inférieurs suivants en se dirigeant des extrémités vers le milieu. Comme conséquence de cette disposition résulte l'obligation d'établir des montants verticaux aux extrémités. La poutre a ainsi l'aspect d'un rectangle divisé par des croix de Saint-André. Dans le calcul de l'équarrissage des parties principales du pont, on fait abstraction, pour obtenir un surcroît de sécurité, des croisillons, comme nous le verrons ci-après. A notre connaissance, la poutre Howe n'a été employée que dans la construction des ponts en bois et des ponts mixtes en bois et fer.

299. *De la répartition des efforts dans les longerons et les entretoises.* — Soient (*fig.* 431)

$A_0, A_1, \ldots, A_i, \ldots, A_n$ les points successifs du longeron inférieur d'où partent les entretoises;

$B_0, B_1, \ldots, B_{n-1}$ les points semblables du longeron supérieur;

A_iB_i, B_iA_{i+1} deux entretoises consécutives, l'une allant de bas en haut, l'autre en sens contraire;

α, α' les inclinaisons sur l'horizon des entretoises A_iB_i, B_iA_{i+1};

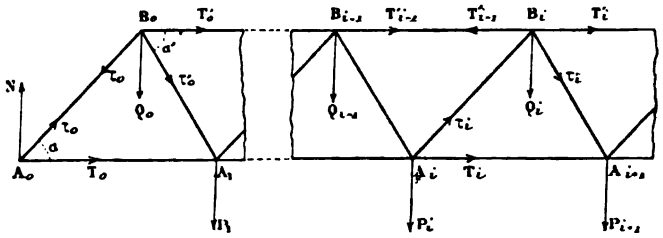
P_i, Q_i deux forces verticales appliquées respectivement aux points A_i et B_i;

T_i, T'_i, τ_i, τ'_i les tensions positives ou négatives de A_iA_{i+1}, B_iB_{i+1}, A_iB_i, B_iA_{i+1};

N la réaction normale de l'appui A_0, que l'on calculera dans chaque cas particulier et que nous considérerons comme connue.

Nous supposerons que les deux extrémités de la pièce ne sont soumises à l'action d'aucun effort direct et que notamment on a $P_0 = 0$.

Fig. 131.



Comme la poutre se trouve, à ses extrémités, dans des conditions particulières qui ne se reproduisent pas ailleurs, examinons ce qui a lieu pour $i = 0$.

Les forces N, τ_0, T_0 se faisant équilibre sur le point A_0, on voit de suite que l'on a

$$(1)\qquad \begin{cases} \tau_0 = -\dfrac{N}{\sin\alpha}, \\ T_0 = -\tau_0\cos\alpha = N\cot\alpha. \end{cases}$$

Les forces T'_0, Q_0, τ_0, τ'_0 devant se faire équilibre en B_0, on a les relations

$$\tau'_0\sin\alpha' + \tau_0\sin\alpha + Q_0 = 0,$$
$$T_0 + \tau'_0\cos\alpha' - \tau_0\cos\alpha = 0,$$

d'où, en ayant égard à la première des formules (1),

$$(2)\qquad \begin{cases} \tau'_0 = \dfrac{N - Q_0}{\sin\alpha'}, \\ T'_0 = Q_0\cot\alpha' - N(\cot\alpha + \cot\alpha'). \end{cases}$$

Supposons maintenant $i > 0$. La pièce $A_0 B_0 B_{i-1} A_i$ est en équilibre sous l'action des forces N, $P_1, \ldots, P_i$, $Q_0, Q_1, \ldots, Q_i$, T_i, T'_{i-1}, τ_i, et, en projetant sur l'horizontale et la verticale, on a

$$\tau_i \cos\alpha + T_i + T'_{i-1} = 0, \tag{3}$$

$$\tau_i \sin\alpha + N - \Sigma'_1 P_i - \Sigma'^{-1}_0 Q_i = 0. \tag{3'}$$

La pièce $A_0 B_0 A_i B_i$ étant en équilibre sous l'action des forces N, $P_1, \ldots, P_i$, $Q_0, \ldots, Q_i$, T_i, T'_i, τ'_i, on a de même les relations

$$\tau'_i \cos\alpha' + T_i + T'_i = 0, \tag{4}$$

$$\tau'_i \sin\alpha' - N + \Sigma'_1 P_i + \Sigma'_0 Q_i = 0. \tag{4'}$$

Des équations (3') et (4'), on déduit

$$\tau_i = -\frac{N + \Sigma'_1 P_i + \Sigma'^{-1}_0 Q_i}{\sin\alpha}, \tag{5}$$

$$\tau'_i = \frac{N - \Sigma'_1 P_i - \Sigma'_0 Q_i}{\sin\alpha'}. \tag{5'}$$

En retranchant l'une de l'autre les équations (3) et (4), on obtient la suivante:

$$\tau_i \cos\alpha - \tau'_i \cos\alpha' + T'_{i-1} - T'_i = 0. \tag{6}$$

Si nous ajoutons cette équation à celles qui s'en déduisent en y remplaçant successivement i par $i-1$, $i-2$, ..., 1, on trouve

$$T'_i = T'_0 + \cos\alpha \Sigma'_1 \tau_i - \cos\alpha' \Sigma'_1 \tau'_i,$$

ou, en vertu de la formule (2),

$$T'_i = Q_0 \cot\alpha' - N(\cot\alpha + \cot\alpha') + \cos\alpha \Sigma'_1 \tau_i - \cos\alpha' \Sigma'_1 \tau'_i. \tag{7}$$

Connaissant T'_i et τ'_i, l'équation (4) nous donnera

$$T_i = -(T'_i + \tau'_i \cos\alpha'), \tag{8}$$

et toutes les tensions sont ainsi déterminées; en d'autres termes, le problème est complétement résolu.

Nous allons maintenant examiner les quelques cas particuliers qui se présentent le plus souvent dans les applications.

(*a*). ***La poutre n'est sollicitée que par des forces verticales égales appliquées à un certain nombre de sommets consécutifs inférieurs de la série des entretoises.***

Nous aurons d'abord $Q_i = 0$; désignons par p la force verticale qui agit sur les sommets A_k, A_{k+1}, ..., $A_{k'}$.

Les P_i étant nuls pour $i < k$, nous aurons, pour $i < k$,

$$(9)\qquad \begin{cases} \tau_i = -\dfrac{N}{\sin\alpha}, \\ \tau'_i = \dfrac{N}{\sin\alpha'}, \\ \Sigma_1^i \tau_i = -\dfrac{iN}{\sin\alpha}, \\ \Sigma_1^i \tau'_i = \dfrac{iN}{\sin\alpha'}, \\ T_i = -N(1+i)(\cot\alpha + \cot\alpha'), \\ T_i = N[(1+i)(\cot\alpha + \cot\alpha') - \cot\alpha']. \end{cases}$$

On voit ainsi que τ'_i et T_i sont des tractions et τ_i et τ'_i des compressions.

Supposons maintenant $i \geqq k$ et $i \leqq k'$. Le nombre des sommets A_k, ..., A_i sollicités par les forces p étant $i - k + 1$, nous avons

$$\Sigma_1^i P_i = (i - k + 1)p;$$

par suite, pour $i \geqq k$, $i \leqq k'$,

$$(10)\qquad \begin{cases} \tau_i = \dfrac{-N + (i-k+1)p}{\sin\alpha}, \\ \tau'_i = \dfrac{N - (i-k+1)p}{\sin\alpha'}. \end{cases}$$

La troisième des formules (9) donne

$$\Sigma_1^{k-1} \tau_i = -\frac{N(k-1)}{\sin\alpha},$$

et la première des formules (10)

$$\Sigma_k^i \tau_i = \frac{(i-k+1)}{\sin\alpha}\left[-iN + \frac{p}{2}(i-k+2)\right].$$

On a donc ainsi

$$\Sigma_1^i \tau_i = \frac{1}{\sin\alpha}\left[-iN + \frac{(i-k+1)(i-k+2)p}{2}\right]$$

et de même

$$\Sigma_1^i \tau'_i = \frac{1}{\sin\alpha'}\left[iN - \frac{(i-k+1)(i-k+2)p}{2}\right].$$

On a donc, d'après la formule (7),

$$(11)\quad T_i = \left[-N(1+i) + \frac{(i-k+1)(i-k+2)p}{2}\right](\cot\alpha + \cot\alpha').$$

Enfin l'équation (8) donne

$$(12)\quad \begin{cases} T_i = N[(1+i)(\cot\alpha + \cot\alpha')] \\ \qquad -[(1-k+2)\cot\alpha + (i-k\cot\alpha')](i-k+1)\dfrac{p}{2}. \end{cases}$$

Pour $i > k'$, il faudra supposer $i = k'$ dans les termes en p des formules (10), (11) et (12), et nous aurons ainsi, pour $i \geq k'$,

$$(10')\quad \begin{cases} \tau_i = \dfrac{-N + (k'-k+1)p}{\sin\alpha}, \\ \tau'_i = \dfrac{N - (k'-k+1)p}{\sin\alpha'}, \end{cases}$$

$$(11')\quad T_i = \left[-N(1+i') + \frac{(k'-k+1)(k'-k+2)p}{2}\right](\cot\alpha + \cot\alpha'),$$

$$(12')\quad \begin{cases} T_i = N[(1+i)\cot\alpha + i\cot\alpha'] \\ \qquad +[(k'-k+2)\cot\alpha + (k'-k)\cot\alpha'](k'-k+1)\dfrac{p}{2}. \end{cases}$$

Pour obtenir N, transportons toutes les forces p parallèlement à elles-mêmes en A_0; nous obtiendrons une résultante $\frac{k+k'}{2}(k'-k+1)p$ et un couple dont le moment sera proportionnel à cette résultante. Si donc nous prenons les moments par rapport à A_n, nous aurons

$$[N - p(k'-k+1)]\,n = \frac{k+k'}{2}(k'-k+1)p,$$

d'où

$$(13)\quad N = (k'-k+1)\left(1 - \frac{k+k'}{2n}\right)p.$$

Si nous portons cette valeur dans les formules qui précèdent, nous obtenons les résultats suivants :

Pour $i \geqq 1$ et $i < k$,

$$(A)\quad \begin{cases} \tau_i = -(k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)\dfrac{p}{\sin\alpha}, \\ \tau'_i = \quad (k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)\dfrac{p}{\sin\alpha'}, \\ T_i = \quad (k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)[(1+i)\cot\alpha + i\cot\alpha']p, \\ T'_i = -(k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)(\cot\alpha+\cot\alpha')p. \end{cases}$$

Pour $i \geqq$ et $k\ i \leq k'$,

$$(A')\quad \begin{cases} \tau_i = \left[-(k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)+i-k+1\right]\dfrac{p}{\sin\alpha}, \\ \tau'_i = \left[\quad (k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)-(i+k-1)\right]\dfrac{p}{\sin\alpha'}, \\ T_i = \Big\{(k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)[(1+i)\cot\alpha + i\cot\alpha'] \\ \qquad -\dfrac{1}{2}[(i-k+2)\cot\alpha+(i-k)\cot\alpha'](1-k+1)\Big\}p, \\ T'_i = \Big[-(k'-k+1)\left(1-\dfrac{k+k'}{2n}\right)(1+i) \\ \qquad +\dfrac{1}{2}(i-k+1)(i-k+2)\Big](\cot\alpha+\cot\alpha')p. \end{cases}$$

Pour $i \geqq k'$,

$$\tau_i = \quad (k'-k+1)\frac{k+k'}{2n}\frac{p}{\sin\alpha},$$

$$\tau'_i = -(k'-k+1)\frac{k+k'}{2n}\frac{p}{\sin\alpha},$$

$$T_i = \Big\{(k'-k+1)\left(1-\frac{k+k'}{2n}\right)[(1+i)\cot\alpha + i\cot\alpha'] - \frac{1}{2}[(i-k+2)\cot\alpha+(i-k\cot\alpha')](k'-k+1)\Big\}p,$$

$$T'_i = (k'-k+1)\left[\left(-1+\frac{k+k'}{2n}\right)(1+i)+\frac{1}{2}(k'-k+2)\right](\cot\alpha+\cot\alpha')p.$$

Si la poutre ne supporte qu'un poids, on fera dans ces formules $k = k'$.

Supposons que la poutre soit soumise à l'action d'une charge uniforme sur $A_k A_{k'}$; nous pourrons décomposer les résultantes des pressions élémentaires en forces égales p appliquées aux sommets A_k, A_{k+1}, ..., $A_{k'}$, et les formules ci-dessus donneront la solution du problème. Si la charge commence vers l'une des extrémités du pont, en A_0 ou A_1, on supposera $k = 1$ (1); si elle se trouve au milieu de la poutre, on supposera $k + k' = \frac{n}{2}$; enfin, si elle est uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre, on aura $k = 1$, $k' = n$, et l'on n'aura plus à considérer que les formules (A').

300. *Application aux poutres de Warren.* — Ici nous avons $\alpha = \alpha'$, et, par suite, τ et τ' sont de signes contraires.

Considérons en particulier le cas d'une charge uniforme sur toute la longueur de la poutre. Nous ferons $\alpha' = \alpha$, $k = 1$, $k' = n - 1$ dans les formules (A'), qui nous donneront

$$(B)\qquad \begin{cases} \tau_i = -\tau'_i = [2i - (n-1)]\dfrac{p}{2\sin\alpha}, \\ T_i = \frac{1}{2}[n - 1 + 2i(n - 1 - i)]\, p\cot\alpha, \\ T'_i = (1 + i)(i - n + 1)\, p\cot\alpha. \end{cases}$$

On voit ainsi que τ'_i est une traction et τ_i une compression si $i < \frac{n-1}{2}$; l'inverse a lieu si $i > \frac{n-1}{2}$. Lorsque n est impair, les entretoises du milieu ne supportent aucun effort longitudinal; mais, si n est pair, τ_i et τ'_i ne peuvent s'annuler, et leur valeur absolue minimum est

$$\frac{p}{2\sin\alpha},$$

(1) Il serait plus logique, dans le cas où la charge commence en A_0, de faire supporter à cet appui la quote-part de la charge ou de supposer $k = 0$; mais alors il faudrait que N représentât la réaction de l'appui diminuée de p. Il faudrait donc modifier toutes nos formules, mais sans arriver à des résultats sensiblement différents de ceux que nous avons obtenus. C'est pourquoi nous ne croyons pas devoir refaire nos calculs dans le cas particulier dont il s'agit.

qui sera généralement bien inférieure à celle $(n-1)\frac{p}{2\sin\alpha}$ de τ_0.

Supposons maintenant que la charge ne soit répartie que sur la moitié de la longueur de la poutre à partir de son extrémité A_0 et que n soit impair; nous aurons $k=1$, $k'=\frac{n-1}{2}$ ou $n=2k'+1$; par suite, pour $i \leqslant k'$,

$$\tau_i = -\tau'_i = \left[-\frac{k'(3k'+2)}{2(2k'+1)}+i\right]\frac{p}{\sin\alpha},$$

$$T_i = \left[\frac{k'(3k'+2)(1+2i)}{2k'+1} - i^2\right]\frac{p}{\sin\alpha},$$

$$T'_i = \left[-\frac{k'(3k'+2)}{2k'+1}+i\right](1+i)\frac{p}{\sin\alpha};$$

puis, pour $i \geqslant k'$,

$$\tau_i = -\tau'_i = \frac{k'^2}{2(2k'+1)}\frac{p}{\sin\alpha},$$

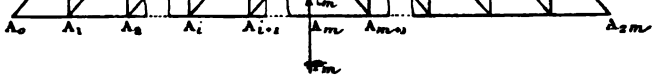
$$T_i = \frac{(3k'+2)i+1+2k'-k'^2}{(2k'+1)\sin\alpha}k'p,$$

$$T'_i = -\left[\frac{(3k'+1)i+3k'^2-k'-1}{2k'+1}\right]\frac{k'p}{\sin\alpha},$$

formules que nous ne nous arrêterons pas à discuter.

301. *Application aux poutres de Howe.* — D'après ce que nous avons vu plus haut, dans une de ces poutres, réduite à sa plus grande simplicité (*fig.* 432), les entretoises de rang pair

Fig. 432.



sont verticales. L'une de ces entretoises se trouve au milieu de la poutre; les entretoises du second système sont inclinées symétriquement de part et d'autre du milieu.

Le nombre des points A_i étant impair, nous poserons $n = 2m$; celui des points B_i sera alors $2m - 2$.

Considérons, par exemple, le cas d'une charge uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre; nous devrons faire $\alpha = 90^\circ$, $k = 1$, $k' = 2m$ dans les formules (A'), qui nous donneront

$$\tau_i = \tau'_i = [2i - (2m - 1)] \frac{p}{2 \sin \alpha},$$

$$T_i = (m - 1)(1 + i) p \cot \alpha,$$

$$T'_i = (1 + i)[i - (2m - 1)] \frac{p \cot \alpha}{2}.$$

Mais ces formules ne sont pas applicables lorsque $i = m$; pour $i = m - 1$, on a

$$\tau_{m-1} = -\frac{p}{\sin \alpha},$$

et cette valeur est égale à τ_{m+1}. Ces deux tensions faisant équilibre à τ'_m, puisque les tensions horizontales en B_m se détruisent, on doit avoir

$$\tau'_m + 2\tau_{m-1} \sin \alpha = 0$$

ou

$$\tau'_m = p.$$

Cette tension est détruite en A_m par la force p qui y est appliquée, de sorte que l'équilibre est possible.

La poutre complète s'obtient en reliant les points (B_0, A_2), (B_2, A_4) par des entretoises.

§ V. — *Des ponts en treillis.*

302. Les poutres en treillis ne sont, en résumé, qu'une conséquence de la poutre de Warren (300); seulement, au lieu d'un seul système d'entretoises, il y en a un certain nombre, tous identiques, équidistants les uns des autres. On obtient ainsi une construction à claire-voie dont les fenêtres sont des parallélogrammes, et souvent des rectangles. Les systèmes d'entretoises sont naturellement interrompus au joint des montants verticaux qui terminent la pièce.

Les entretoises sont toutes en fer méplat, ou bien l'un des systèmes est en fers corniers; leur solidarité est assurée par des rivets placés dans la région des croisements.

La poutre est souvent renforcée, à des distances égales, par des moises pendantes dont les fibres moyennes coïncident avec des verticales des points de croisement. Les rivets qui sont placés dans la région de ces points servent alors aux moises et aux entretoises, et de plus aux longerons, aux sommets supérieurs et inférieurs.

Il arrive assez fréquemment que la poutre est double, c'est-à-dire qu'elle est formée de deux poutres identiques de la nature de celles dont nous venons de parler, situées à une certaine distance l'une de l'autre. Les deux poutres partielles sont réunies l'une à l'autre par des fers ronds horizontaux rivés à leurs extrémités, joignant deux à deux des croisements correspondants, où, par conséquent, les rivets ordinaires sont supprimés.

Les poutres en treillis se prêtent à des portées considérables, comme on s'en rendra compte par les quelques exemples que nous citerons plus loin.

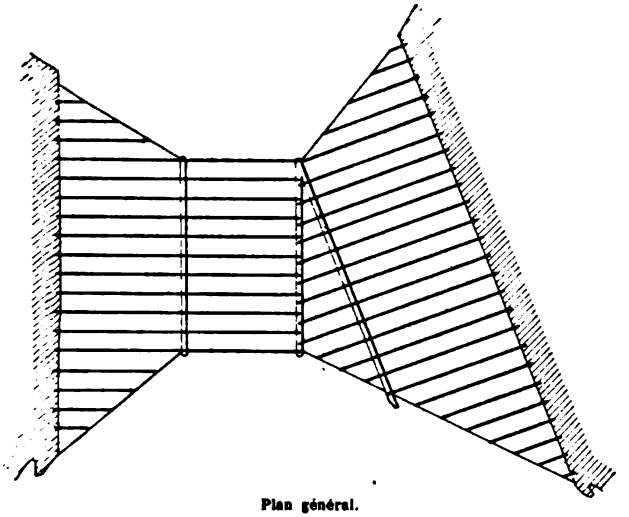
Si le tablier repose sur les longerons inférieurs ou se trouve à mi-hauteur, de telle façon que les poutres puissent servir de garde-corps, il peut arriver que le pont serve à deux fins, c'est-à-dire qu'un tablier placé sur les longerons inférieurs se rapporte à une voie charretière et qu'un tablier reposant sur les longerons supérieurs serve au passage des trains d'un chemin de fer; le pont devient alors un *pont tubulaire treillissé*. Cette dernière dénomination s'applique d'ailleurs à tout pont en treillis dont les longerons supérieurs sont contreventés.

Dans les chemins de fer à deux voies, on place dans l'axe une poutre intermédiaire; le plancher et les rails sont supportés par des longrines en bois qui reposent elles-mêmes sur des traverses en double T.

En toutes circonstances, en vue de parer aux effets dus aux variations de température, il faut faire reposer le poutrage sur des rouleaux (diamètre, $0^m,10$ à $0^m,20$) ou sur des glissières, sauf sur la pile du milieu, quand il y en a une, à laquelle il est fixé.

303. *Pont de la place de l'Europe.* — Ce pont, sous lequel passe la voie du chemin de fer de l'Ouest, à cent et quelques mètres de la gare Saint-Lazare, a été établi en vue de créer un passage à plusieurs rues se croisant sous différents angles.

Fig. 433.



Plan général.

En projection horizontale, les poutres, censées réduites à leurs axes, sont, dans la région moyenne, deux perpendiculaires à l'axe de la voie; elles se terminent de part et d'autre par deux droites formant un évasement et qui suivent les bords extérieurs des rues extrêmes. C'est ainsi que les parties obliques qui se trouvent sur une même rive ne font pas le même angle avec les parties droites.

Les poutres sont doubles, et la *fig.* 433 représente l'élévation partielle de celle que l'on rencontre au joint de la dernière pile en descendant la rue de Londres.

A quelques différences près, dues à la déclivité des rues, le niveau des trottoirs se trouve à mi-hauteur des poutres.

Généralement, chaque poutre partielle est formée d'une série d'entretoises cornières extérieures et d'une série d'entretoises méplates, le croisement ayant lieu à angle droit. Cependant on

a jugé utile de doubler à l'intérieur les entretoises cornières

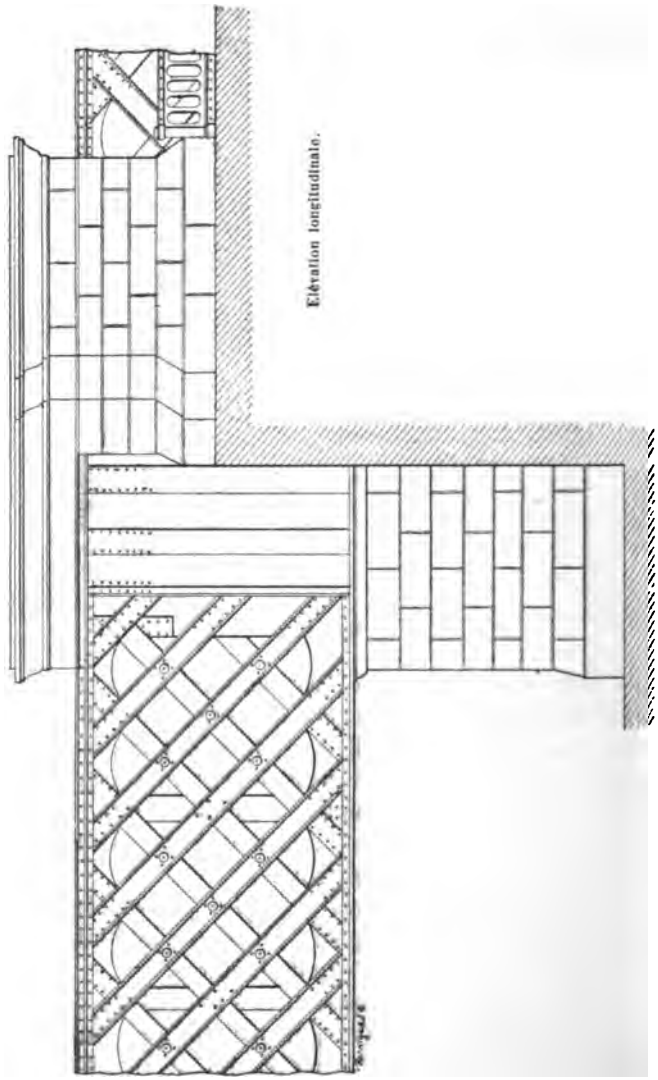


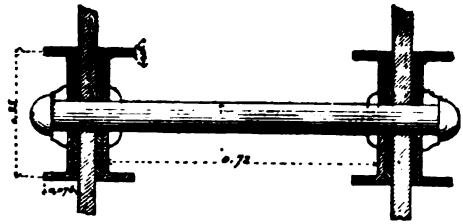
Fig. 431.

pour sept d'entre elles, à partir de la pile précitée.

Les poutres partielles correspondantes sont reliées par des fers ronds rivés de part et d'autre aux croisements.

La *fig.* 435 représente une coupe suivant la fibre moyenne d'une entretoise méplate de la poutre dans la région où les entretoises cornières sont doublées.

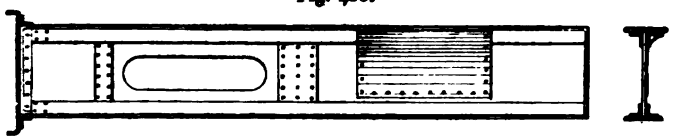
Fig. 435.



Coupe suivant l'axe d'une entretoise en fer méplat.

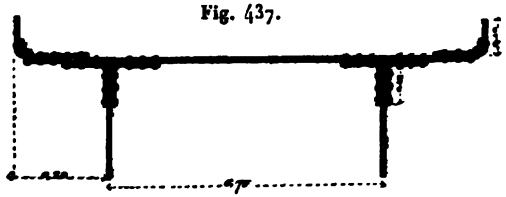
Suivant les extrêmes des lignes verticales de croisement consécutives se trouvent des renforts verticaux reliant les longerons et les poutres partielles (*fig.* 436), et naturellement alors les fers ronds de liaison sont supprimés.

Fig. 436.



Une table est commune (*fig.* 437) à deux poutres partielles

Fig. 437.



Couple d'une table simple supérieure.

quand chacune de celles-ci comporte deux entretoises cornières jumelles; mais généralement les plates-bandes sont indépendantes.

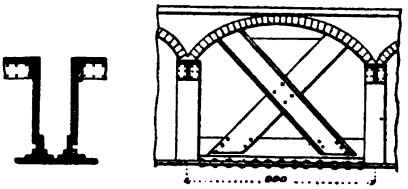
Les pièces de pont sont formées d'une succession de croix de Saint-André; elles sont perpendiculaires à l'axe de la voie ferrée, de sorte que, si dans les parties obliques elles s'appuient d'une part sur une culée ou une pile, elles reposent par leur autre extrémité sur la table inférieure de la poutre correspondante. L'écartement de ces pièces est de 5 mètres; il est cependant moindre pour les pièces extrêmes.

En partant des angles des parties obliques, quelques-unes de ces pièces sont simples, mais leurs montants sont renforcés par des nervures (*fig.* 438). Les autres (*fig.* 439) sont formées

Fig. 438.

de deux poutres parallèles identiques, réunies par des plates-bandes; mais ici les montants sont sans nervures.

Fig. 439.



Coupe. Élévation.

Des fers à T partant du voisinage des angles supérieurs des croix de Saint-André réunissent les pièces de pont et servent d'appui aux voûtes en briques surbaissées qui constituent la partie essentielle du tablier.

En se plaçant sur la voie charretière, l'aspect des culées et des piles dans les parties obliques est très-gracieux et, à première vue, un peu bizarre; mais, en résumé, la section des superstructures, à quelques pans coupés près, affecte la forme d'un losange dont les angles aigus, qui ont été tronqués, se trouvent de part et d'autre de la poutre.

304. *Pont d'Argenteuil* — Ce pont est établi sur la Seine pour le passage du chemin de fer de Paris à Dieppe par Pontoise (*fig.* 439 et 440). Il est composé de cinq travées dont les extrêmes ont 30 mètres et les moyennes 40 mètres d'ouverture.

Le tablier est formé de deux poutres de $3^m,40$ de hauteur, espacées de $8^m,80$, contreventées inférieurement par des croisillons en fer.

Ce tablier est supporté par deux culées en maçonnerie et par quatre piles tubulaires en fonte remplies de béton.

Les tubes des piles sont formés d'anneaux en fonte de 1 mètre de hauteur, de $3^m,60$ de diamètre au-dessous de l'étiage et de $3^m,20$ au-dessus, et sont surmontés de chapiteaux également en fonte. L'assemblage des anneaux est déterminé par des boulons de $0^m,03$ de diamètre qui passent dans des brides intérieures. Les joints sont rendus étanches par des cordes en caoutchouc placées dans des rainures ménagées sur les rebords supérieurs des anneaux. Les parois de ces anneaux ont $0^m,038$ d'épaisseur, excepté pour les six anneaux de la colonne d'amont situés au-dessus de l'étiage et exposés au choc des corps flottants, auxquels on a donné $0^m,05$.

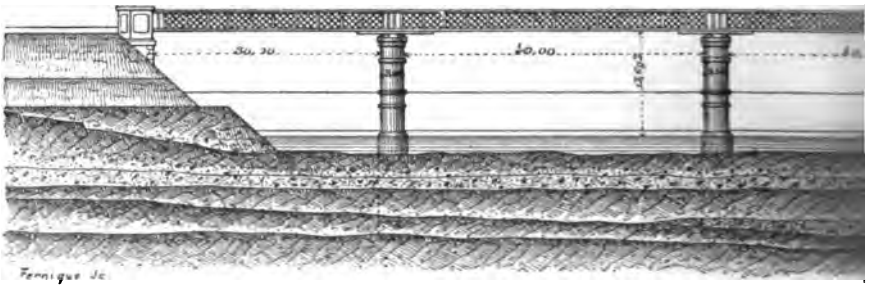
Les piles sont entretoisées à leurs parties supérieure et intermédiaire par deux paires de croix de Saint-André réunies aux piles par des colliers en tôle de $0^m,40$ de hauteur.

305. *Pont sur la Sarine, près de Fribourg* (*fig.* 445). — Le pont sur la Sarine, près de Fribourg, dont il a été déjà question plus haut, a 394 mètres de longueur et se trouve à $85^m,80$ au-dessus de la vallée. Il est soutenu par des colonnes en fonte réunies par des croix de Saint-André. Les piles métalliques reposent sur des piles en pierre dont la hauteur est de $33^m,15$.

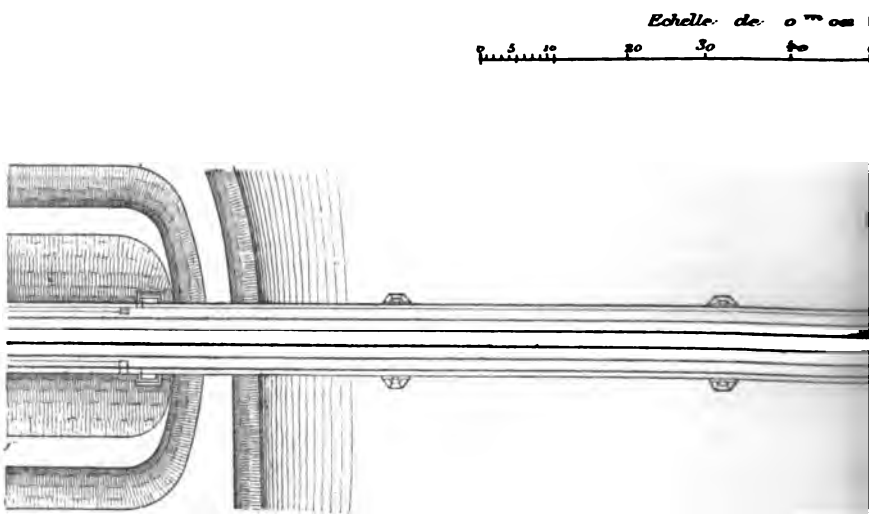
306. *Des ponts tubulaires treillissés.* — A résistance égale, ces ponts sont plus dispendieux que les ponts à parois pleines, en raison du surcroît de la quantité de matière employée et de la main-d'œuvre. L'adoption de ces ponts, dont nous allons citer quelques exemples, est surtout justifiée par le grand effet qu'ils produisent.

Fig

PONT D'ARGENTEUIL, SUR LA SE

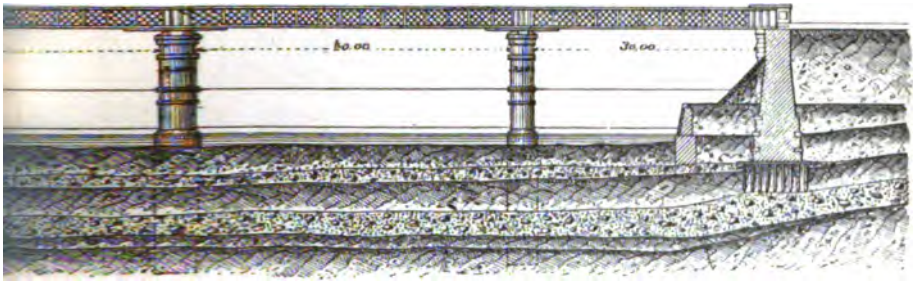


Éc



jo.

E (CHEMIN DE FER DE L'OUEST).



on.

r 1 mètre ($\frac{1}{1000}$)

60 70 80 90 100 m.

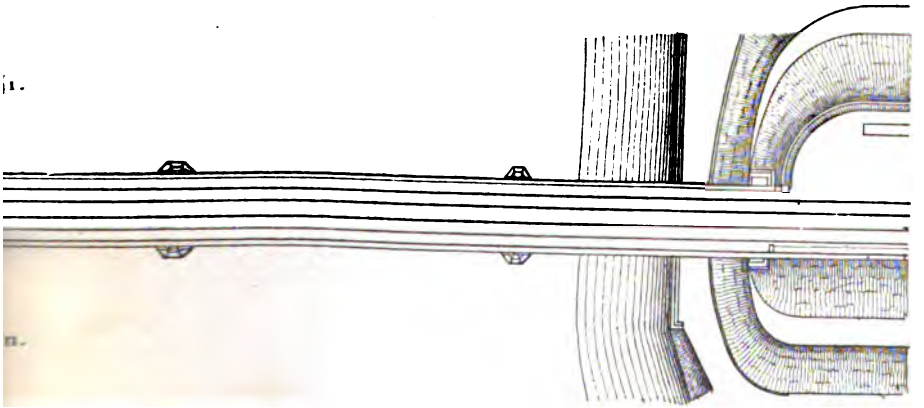
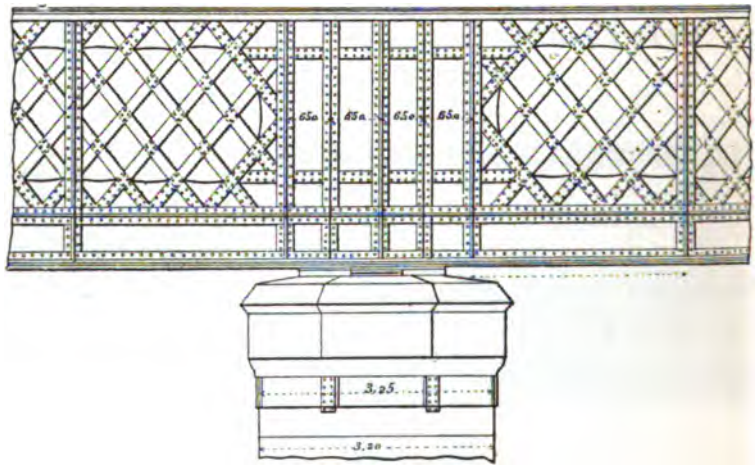
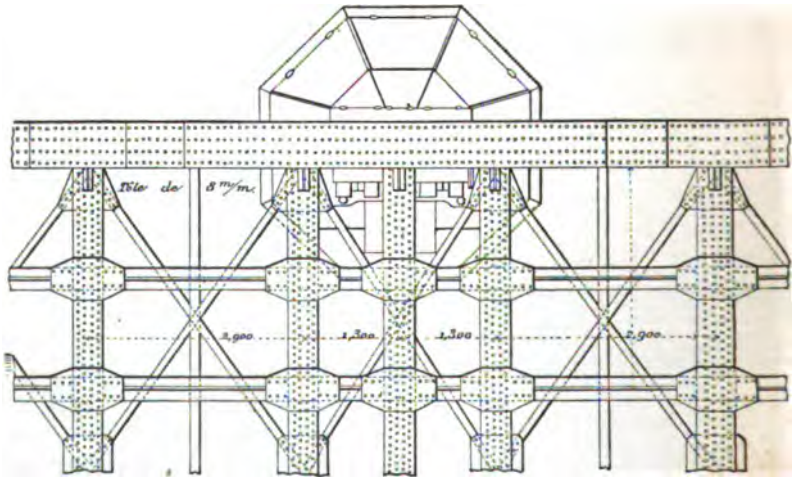


Fig. 442.



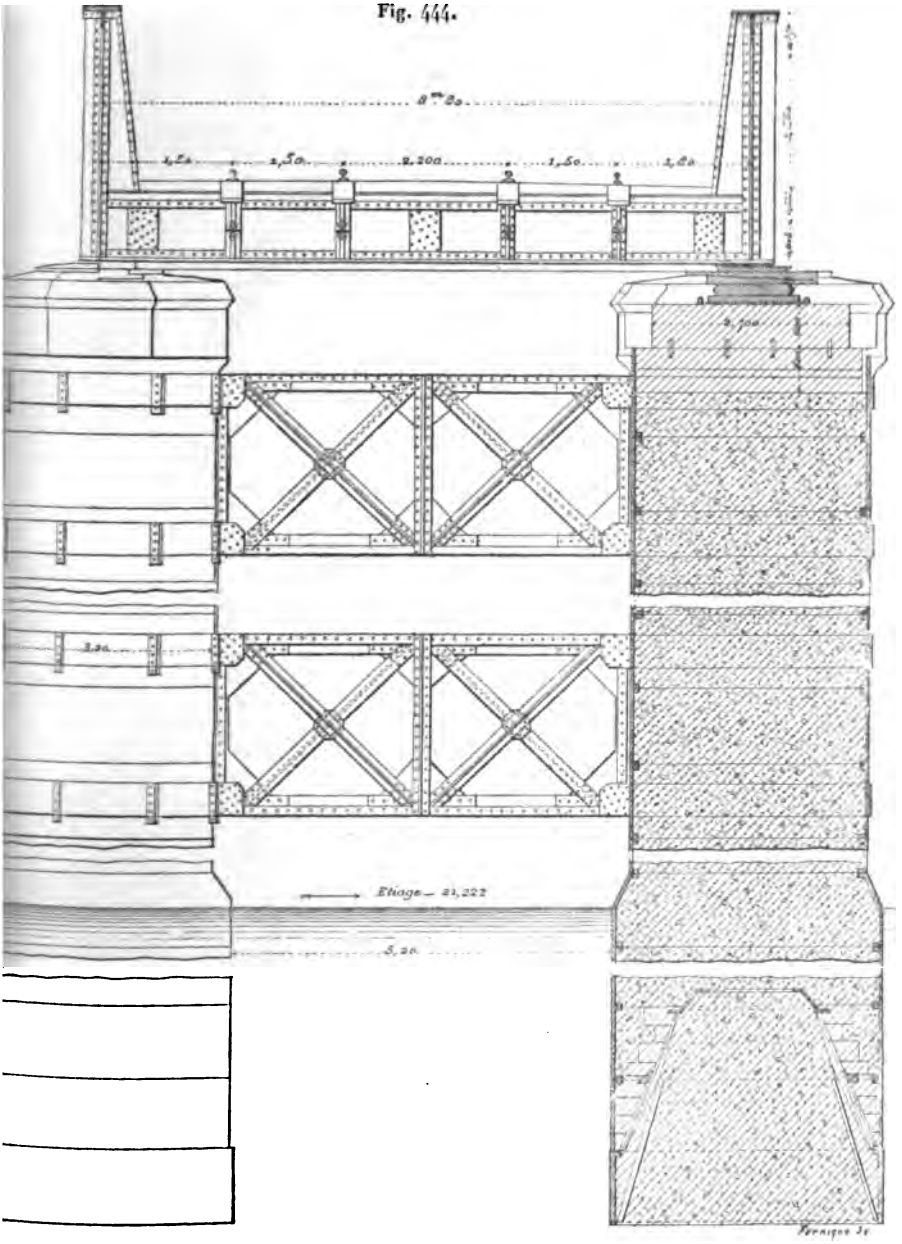
Élévation au joint d'une pile.

Fig. 443.



Contreventement.

Fig. 444.



Élévation et coupe de deux piles correspondantes.

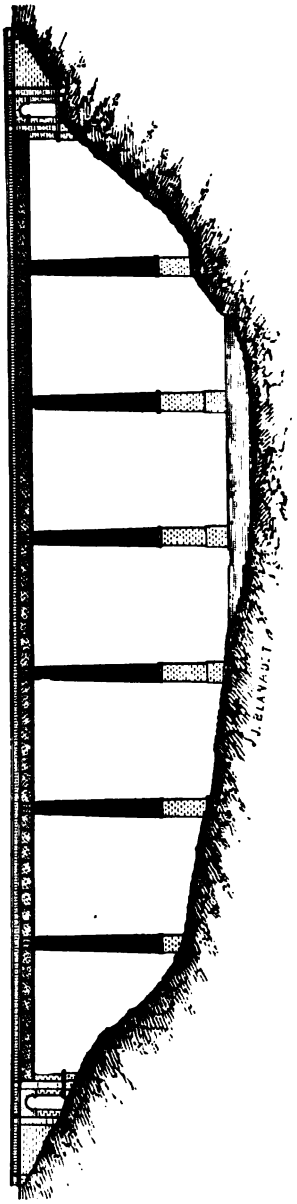


Fig. 445.

PONT SUR LA SARINE, PRES DE FRIBOURG (SUISSE).

PONT DE KEHL.

Fig. 446. — Élévation générale.

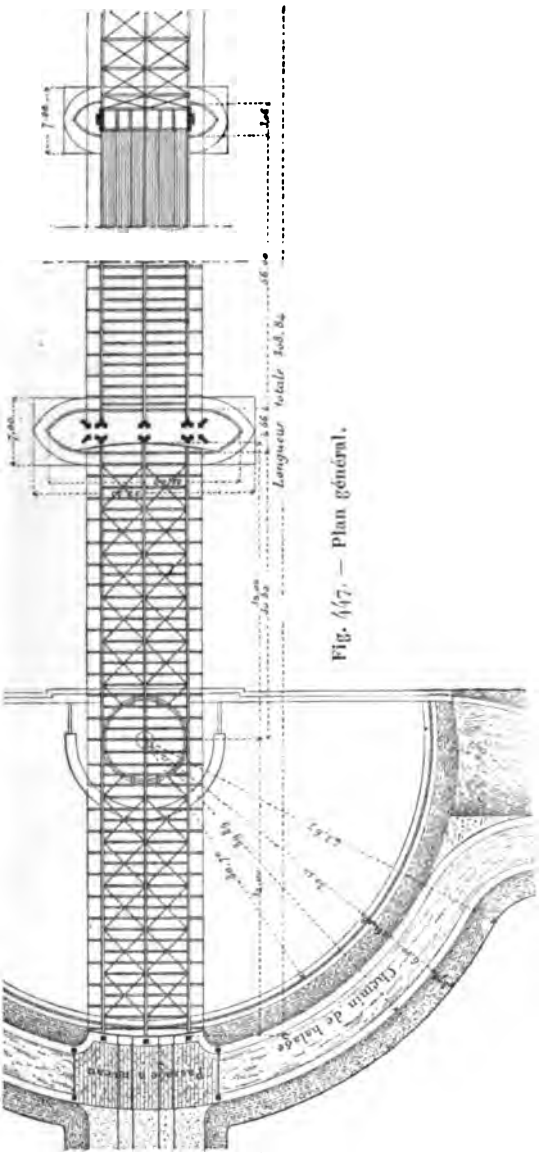
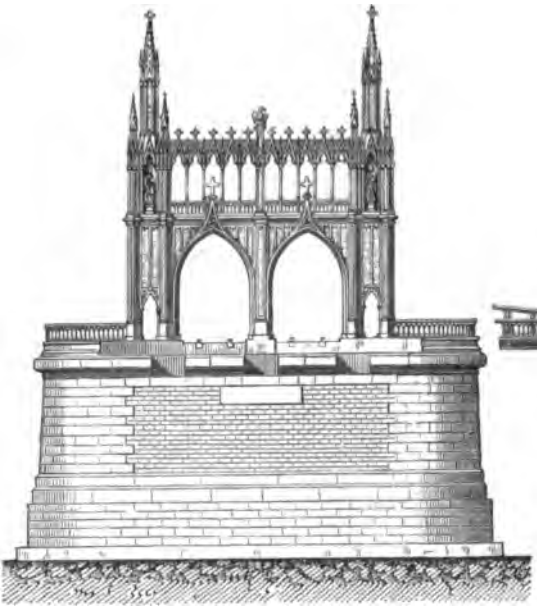


Fig. 447. — Plan général.

307. *Pont de Kehl* (*fig.* 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454 et 455). — Ce pont a 235 mètres de longueur totale,

Fig. 448.

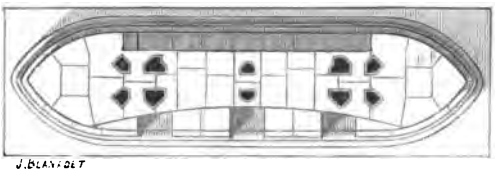


Élévation d'une pile-culée.

Fig. 449.

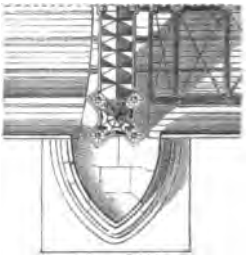
Élévation latérale d'une pile-culée.

Fig. 450.



Plan des maçonneries d'une pile-culée.

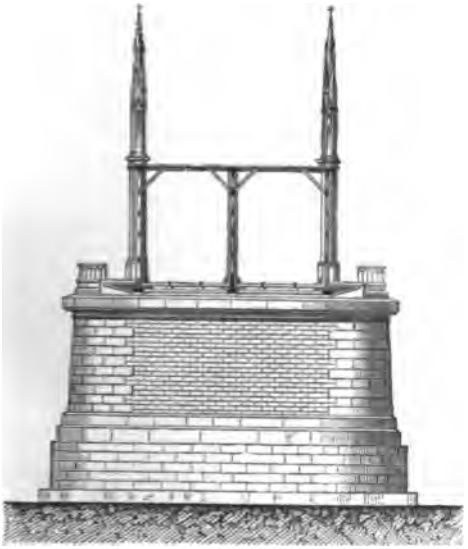
Fig. 451.



mesurée entre les culées, et son tablier se trouve seulement à $1^{m},50$ au-dessus du niveau des plus hautes eaux. Il est formé d'un tube rectangulaire en treillis reposant sur deux piles en

maçonnerie de 4m,56 d'épaisseur, situées dans le voisinage de l'une et l'autre rive, et sur deux autres piles intermédiaires

Fig. 452.



Élévation longitudinale d'une pile en rivière.

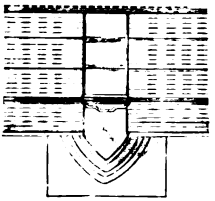
Fig. 453.

Élévation latérale d'une pile en rivière.

Fig. 454.

Plan des maçonneries d'une pile en rivière.

Fig. 455.



Coupe horizontale d'une pile au niveau du tablier.

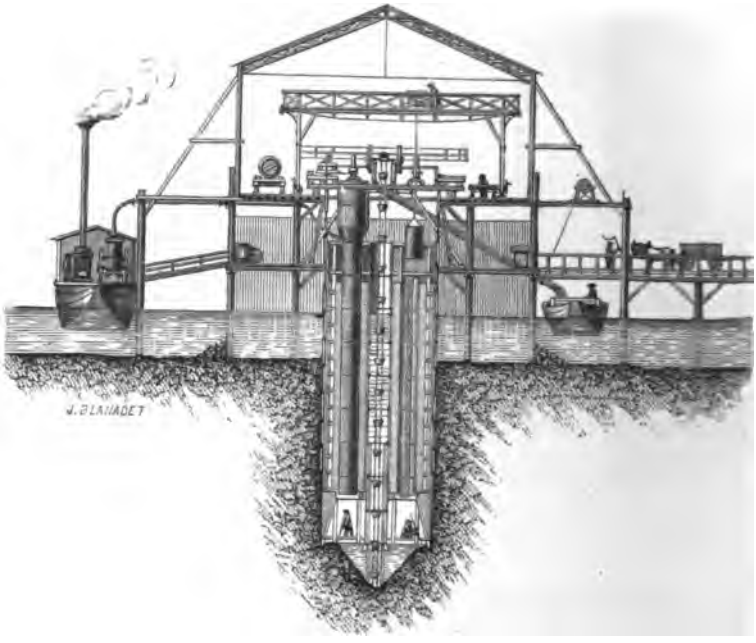
ayant 3m,06 d'épaisseur et 15 mètres de longueur. Deux portails monumentaux en fonte établis sur les culées extrêmes limitent le système tubulaire.

Depuis les événements de 1870, les ponts tournants en fonte

montés sur les culées et reliant à volonté les rives au tube ont été rendus fixes. Les deux passerelles latérales pour les piétons ont été interdites à la circulation. Le pont porte deux voies séparées par une entretoise de $1^{m},80$ de hauteur.

Les *fig.* 456 et 457 donnent les détails du mode de travail

Fig. 456.



Coupe transversale de la culée occidentale en construction.

employé pour fonder les piles, et dont la description a été faite au n° 196, chap. IV (t. V).

308. *Pont de Berne sur l'Aar* (*fig.* 458 et 457). — Ce pont, qui a été construit par l'ingénieur Grenicker, a 164 mètres de longueur. L'espace situé en dessous du chemin de fer, constituant un véritable tube, a été utilisé pour en faire une voie charretière. Les culées situées aux sommets de deux coteaux et deux piles placées sur les rives soutiennent le pont.

La *fig.* 457 représente une coupe longitudinale du pont suivant l'axe d'une pile, et la *fig.* 458 une coupe transversale au joint de la pile.

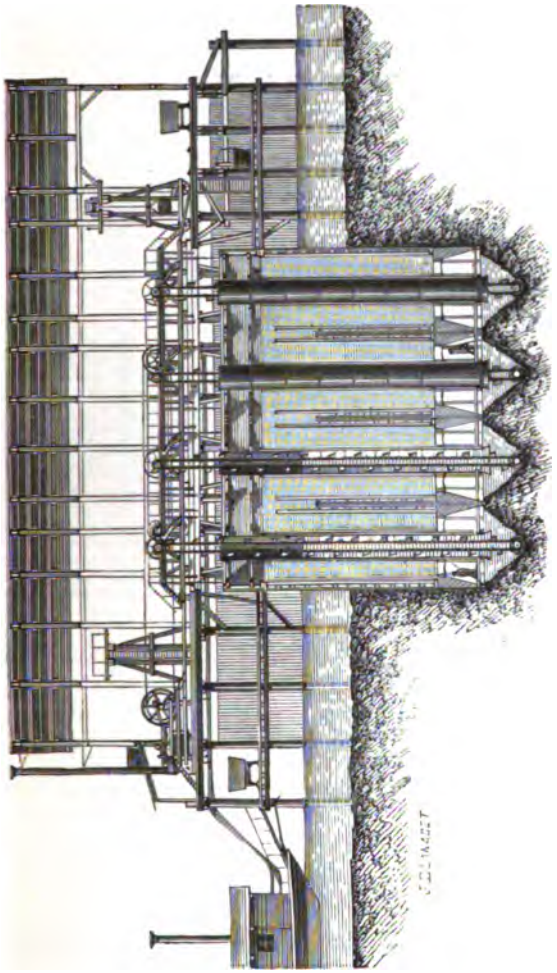


Fig. 457.

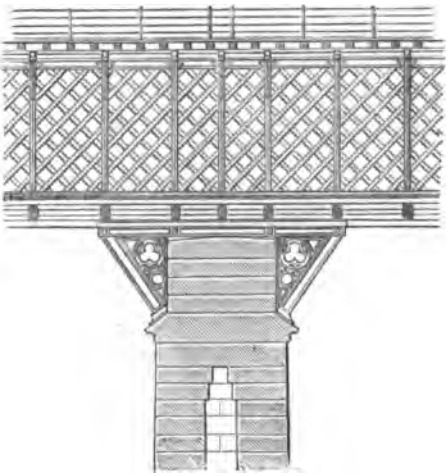
Coupe longitudinale de la culée occidentale.

309. *Pont de la Dirshau sur la Vistule, près de Dantzig* (*fig.* 459), — On a donné de la raideur à la poutre au moyen de tables non cloisonnées placées les unes au-dessus des autres et consolidées par des cornières placées dans les angles.

310. *Pont de Cologne.* — La longueur totale de ce pont est de 412 mètres; le sol étant formé d'un gravier peu affouillable, les piles ont pu être élevées sur un lit de béton de $4^{m},50$ d'épaisseur seulement, maintenu dans une enceinte de pièces jointives.

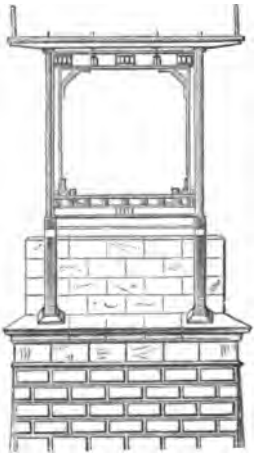
PONT DE BERNE.

Fig. 458.



Coupe longitudinale.

Fig. 459.



Coupe transversale.

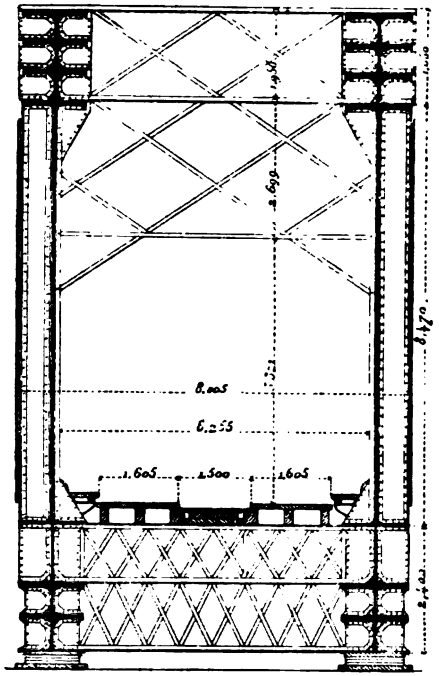
La voie du chemin de fer (largeur, $7^{m},55$) et la voie charretière avec trottoirs (largeur, $8^{m},48$), quoique juxtaposées et s'appuyant sur les mêmes piles, forment deux ponts distincts. Le tablier est à 15 mètres au-dessus de l'étiage et à $0^{m},60$ au-dessus du niveau des plus hautes eaux. Les trois piles sont espacées de $98^{m},23$ et ont $6^{m},28$ d'épaisseur.

311. *Pont de Bordeaux* (*fig.* 460 et 461). — Sa longueur entre les culées est de 500 mètres; mais, en tenant compte du viaduc établi à la suite sur la rivière, la longueur totale se trouve portée à 630 mètres. Ce pont est formé de sept travées dont les deux extrêmes ont $57^{m},36$ d'ouverture et les cinq autres $77^{m},06$. Le tablier se compose de deux poutres princi-

pales, à la partie inférieure desquelles se trouvent des pièces de pont qui supportent les deux voies de fer. Chacune des piles consiste en deux tubes en fonte de 3m,60 de diamètre, enfouis de 15m,90 au-dessous de l'étiage, formés d'anneaux en fonte superposés ayant 1m,41 de hauteur et 0m,038 d'épaisseur.

PONT SUR LA DIRSHAU.

Fig. 460.

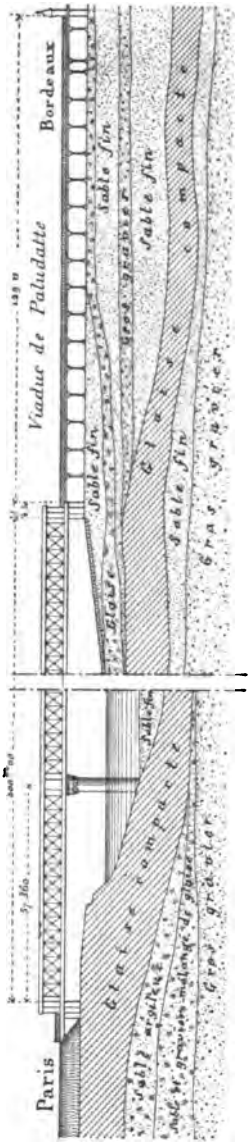


Coupe transversale.

312. *De la répartition des efforts dans les poutres en treillis.* — On supplée à l'indétermination que l'on rencontre dans le calcul des tensions positives ou négatives des entretoises et des longerons par des hypothèses plus ou moins plausibles, basées en partie sur les résultats auxquels nous sommes parvenu pour les poutres en demi-treillis.

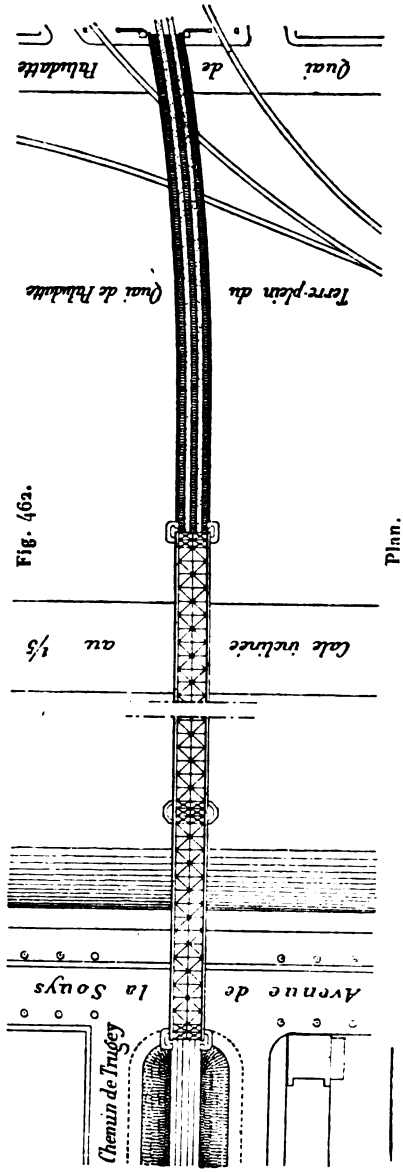
PONT DE BORDEAUX.

Fig. 461.



Elévation.

Fig. 462.



Plan.

Soient (*fig.* 463)

A_0A_0, B_0B_0 les fibres moyennes réelles ou fictives des longerons;

h leur distance ou la hauteur de la poutre;

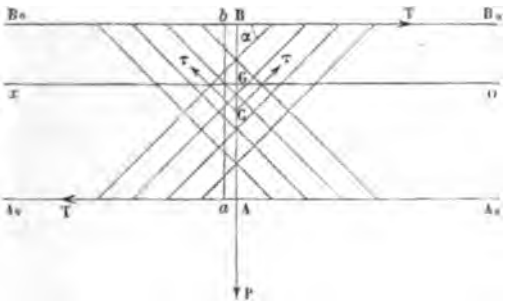
AB l'un des plans verticaux perpendiculaires à l'axe de la poutre dans lesquels se croisent les axes de figure des entretoises;

α l'inclinaison de ces entretoises sur les longerons;

P la résultante censée verticale des forces extérieures et des réactions des appuis transportées parallèlement à elles-mêmes au milieu C de AB;

$\mathfrak{M}$ le moment du couple auquel donne lieu ce transport.

Fig. 463.



On admet, par extension des résultats obtenus pour les latices, que les tensions des deux longerons sont de sens contraires et qu'elles ont une même valeur T, et, de plus, qu'il en est de même des tensions des entretoises des deux systèmes aux points où elles traversent le plan AB.

Ces dernières tensions dans chaque système auront une résultante passant par le point C et que nous désignerons par τ. Les deux forces τ appliquées en C faisant équilibre à la force P, on a

$$2\tau \sin\alpha = P, \tag{1}$$

et, comme le couple (T, —T) doit équilibrer le couple $\mathfrak{M}$, on a

$$Th + \mathfrak{M} = 0. \tag{2}$$

Si les règles de la Statique deviennent insuffisantes pour calculer les réactions des appuis, de manière que l'on soit obligé de faire intervenir l'élasticité, on pose une équation analogue à celle de la flexion et que l'on établit de la manière suivante.

Soient

E le coefficient d'élasticité de la matière;

ω, ω' les sections des longerons inférieur et supérieur;

G le centre de gravité total de ces sections en A et B;

Ox l'horizontale de G, O étant un point déterminé de cette droite, qui serait la fibre moyenne idéale de la poutre si elle n'était formée que par les longerons;

Aa = Bb = dx deux éléments de A_0A_0, B_0B_0 partant de A et de B.

Sous l'action de la force T, l'élément Bb s'allongera de $\frac{T\,dx}{E\omega}$, Aa se raccourcira de $\frac{T}{E\omega}\,dx$; le plan ab se sera incliné sur sa direction primitive d'un angle qu'on obtiendra en divisant ces deux quantités par h. Mais cet angle n'est autre chose que l'angle de contingence de la fibre moyenne de la poutre après la déformation; on a donc, en désignant par ρ le rayon de courbure,

$$\pm\frac{1}{\rho}=\frac{T}{Eh}\left(\frac{1}{\omega}+\frac{1}{\omega'}\right)$$

ou, en vertu de la formule (2),

$$\pm\frac{1}{\rho}=\frac{\partial\Pi}{Eh^2}\left(\frac{1}{\omega}+\frac{1}{\omega'}\right). \tag{3}$$

Cette équation n'est, en définitive, que celle qui est relative à la flexion d'une poutre ordinaire dont le moment d'inertie de la section serait

$$I=\frac{h^2}{\frac{1}{\omega}+\frac{1}{\omega'}}. \tag{4}$$

On est donc ramené à un problème général dont la solution est connue.

Les réactions ayant été déterminées, les formules (1) et (2)

feront connaître les tensions T et τ, d'où l'on déduira les conditions d'équarrissage.

313. *Mise en place des ponts sur poutres droites.* — On a recours, pour cet objet, à trois procédés que nous allons faire connaître successivement.

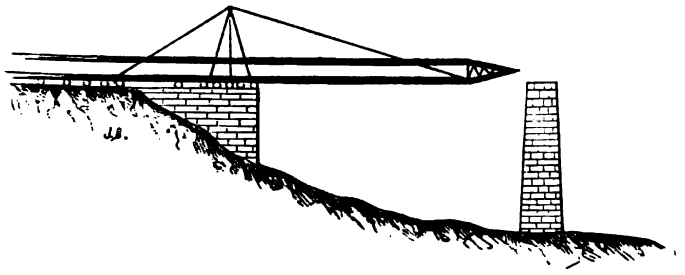
1° *Pont de service.* — Il s'agit ici d'un pont provisoire en charpente, capable de supporter les matériaux qui doivent composer le pont métallique, élevé à la même hauteur que ce dernier, et sur lequel on doit terminer le montage des pièces partiellement assemblées à l'usine. Un pont de service présente les inconvénients suivants : 1° il est dispendieux; 2° il réduit le débouché des eaux; 3° il peut être enlevé par une crue.

2° *Levage.* — Les grandes poutres, construites entièrement, sont amenées sur des pontons au pied des piles et élevées à la hauteur qu'elles doivent occuper. Cette méthode convient pour des ponts d'une moyenne portée, lorsque les voies de transport amènent les matériaux à pied-d'œuvre.

Elle a été cependant appliquée avec succès sur une très grande échelle au pont Britannia, dont il sera question plus loin.

3° *Lançage.* — Ce procédé a été appliqué pour la première fois en 1859, au pont du chemin de fer sur la Sarine, près de Fribourg, dont il a été question plus haut. Il est actuellement

Fig. 464.



considéré comme le meilleur, au double point de vue de l'économie et de la rapidité dans l'exécution. Voici en quoi il consiste.

On exécute d'abord les culées, les fondations et les soubas-

sements des piles. Le pont, étant établi sur le bord, repose sur

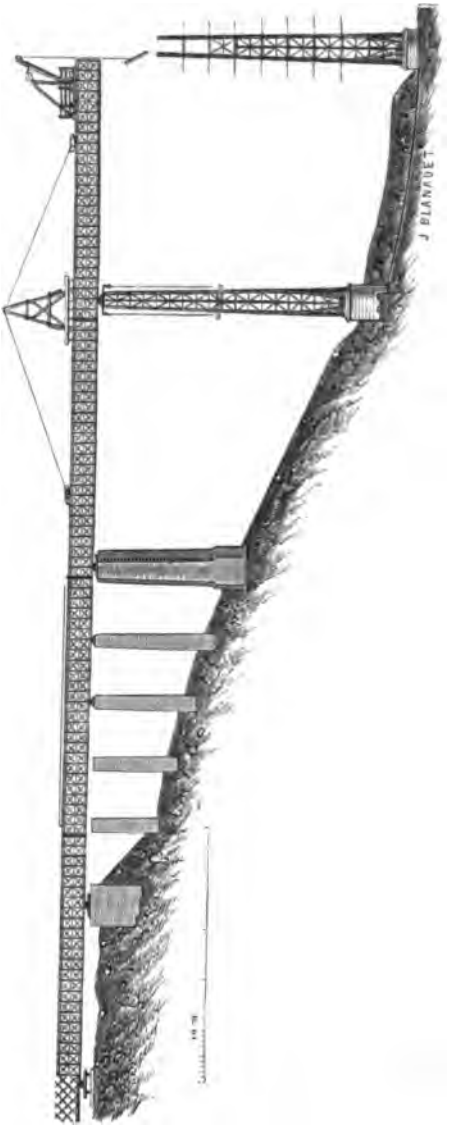


Fig. 465.

LANÇAGE DU VIADUC DE LA BOUBLE.

des galets; on lui donne la rigidité qui lui manque, en raison

du porte-à-faux, au moyen de chevalets et de haubans qui s'appuient sur leurs sommets. On garnit (*fig.* 464) son extrémité d'un bec en charpente, pour la protéger quand il s'agit de franchir la première pile déjà construite sur le rivage. Arrivé à l'aplomb de la seconde pile, le pont sert à amener les matériaux pour la construire, en les descendant en place par le bout du bec. Cette pile étant achevée, on fait avancer le pont jusqu'à l'aplomb de la pile suivante, et ainsi de suite.

La *fig.* 465 donne une idée de la manière dont s'est opérée la mise en place du viaduc métallique de la Bouble (ligne de Commentry à Gannat) (¹). « On a construit le tablier sur une plate-forme de 150 mètres de longueur et de 25 mètres largeur, dérasée à 5^{m},20 en contre-bas du niveau de la voie définitive; puis on l'a fait avancer progressivement, en ayant soin de raidir par des haubans les parties en porte-à-faux et d'arrêter la marche chaque fois que l'extrémité parvenait à l'aplomb de l'emplacement d'une pile. La pile était montée directement jusqu'au sommet des jambes de force; on l'achevait en utilisant le tablier métallique comme pont de service pour amener en place les matériaux des étages supérieurs. »

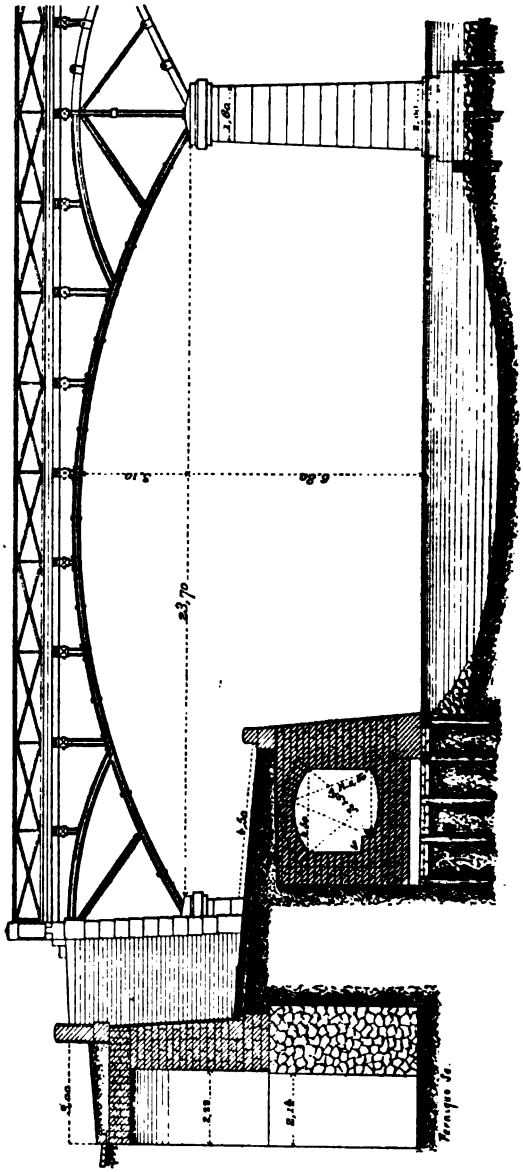
§ VI. — *Ponts en fer sur arc.*

314. *Arche marinière du pont des Arts.* — Après avoir transformé (1850) le petit bras de la Seine en canal navigable et construit l'écluse de la Monnaie, on détruisit la première pile du pont; la première arche fut supprimée par suite de l'élargissement du quai; la seconde arche, qui n'avait primitivement que 17 mètres d'ouverture, fut transformée en une arche marinière de 23^{m},70 d'ouverture (*fig.* 466 et 467). Pour ne pas changer la flèche de l'arc et conserver à toutes les parties du pont le même caractère, on a remplacé les anciens arcs en fonte, qui eussent été trop faibles pour la nouvelle ouverture, par des arcs en fer, qui ont été confectionnés sur le chan-

(¹) Extrait des légendes explicatives des planches de la collection des dessins de l'École des Ponts et Chaussées; 15e livraison.

Fig. 466.

ARCHE MARINIÈRE DU PONT DES ARTS.

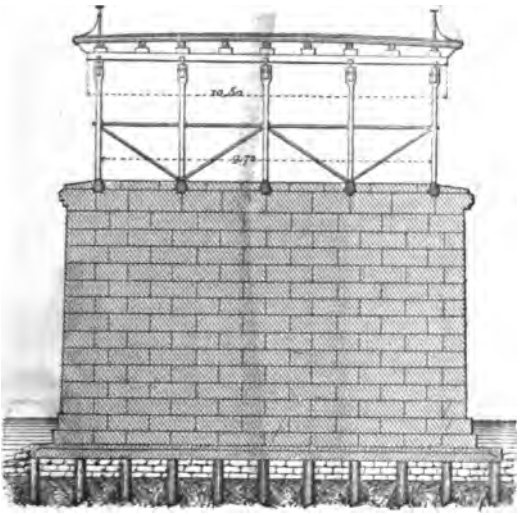


Élévation.

tier et mis en place d'une seule pièce à l'aide de chèvres. En 1862, le tablier, composé de madriers non jointifs, a été remplacé par une chaussée en bitume.

Le poids des fers s'est élevé à 30 500 kilogrammes, et la dépense à 37 000 francs.

Fig. 467.



Coupe transversale suivant l'axe d'une pile.

315. *Pont d'Arcole sur la Seine, à Paris.* — Ce pont, formé d'une seule travée, est représenté en élévation et dans ses détails aux naissances par les *fig.* 468 et 470. La *fig.* 469 donne la coupe de l'arc à la clef. La largeur de cet arc est uniforme et égale $0^m,65$. Sa hauteur croît graduellement de $0^m,395$ à $1^m,40$ en allant de la clef vers les naissances. Chaque ferme est formée d'un arc en tôle de 80 mètres d'ouverture, avec $6^m,12$ de flèche. Quelques ingénieurs font à ce pont le reproche d'avoir coûté trop cher et de ne pas offrir toutes les garanties voulues de stabilité relativement au passage des voitures; d'autres prétendent, au contraire, que chaque ferme est formée de deux demi-grues encastrées à leurs naissances et qui tiendraient quand même si on les séparait par un trait de scie

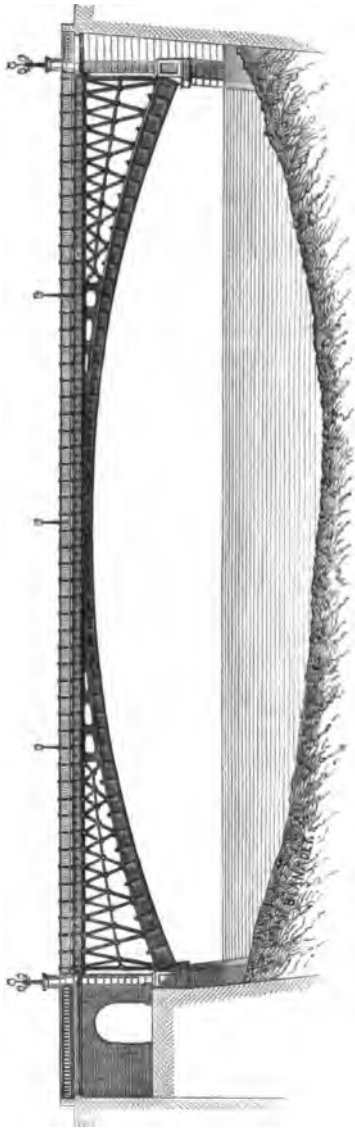


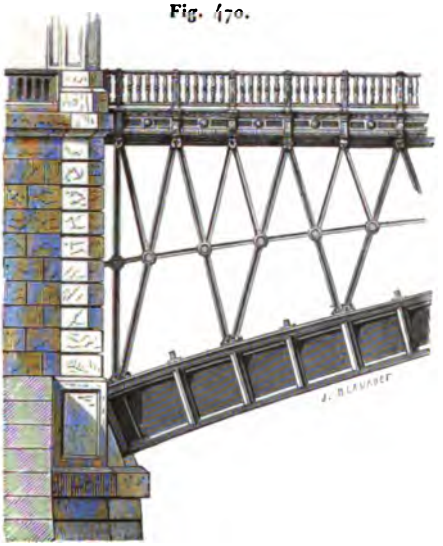
Fig. 468. Élévation.

Fig. 469. Coupe de l'arc à la clef

donné au sommet. Qu'il nous soit permis de ne pas donner notre avis sur ce point délicat.

316. *Travée de 50 mètres d'ouverture sur le chemin de fer d'Orléans à Gien.* — Cette travée (*fig.* 471 à 483) franchit le canal et termine le viaduc de Pont-aux-Moines, situé à 11 kilomètres d'Orléans. Elle se compose principalement de deux fermes comprenant chacune : 1° un arc de 50 mètres de corde, 5 mètres de flèche, 65 mètres de rayon à l'intrados et $9^{m},10$ d'élévation au-dessus du niveau ordinaire du canal; 2° deux longerons horizontaux assemblés directement avec la partie supérieure de l'arc; 3° dix-huit montants et seize écharpes qui relient dans les tympans le reste de l'arc avec les longerons.

Fig. 470.



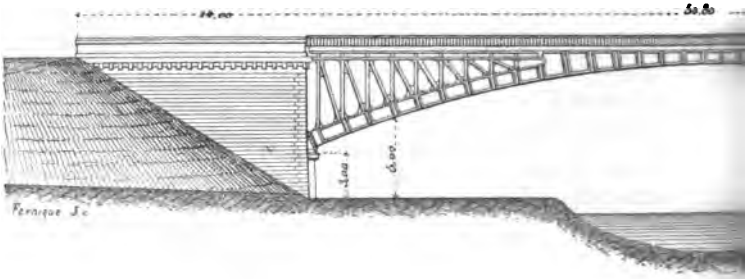
Détail des naissances.

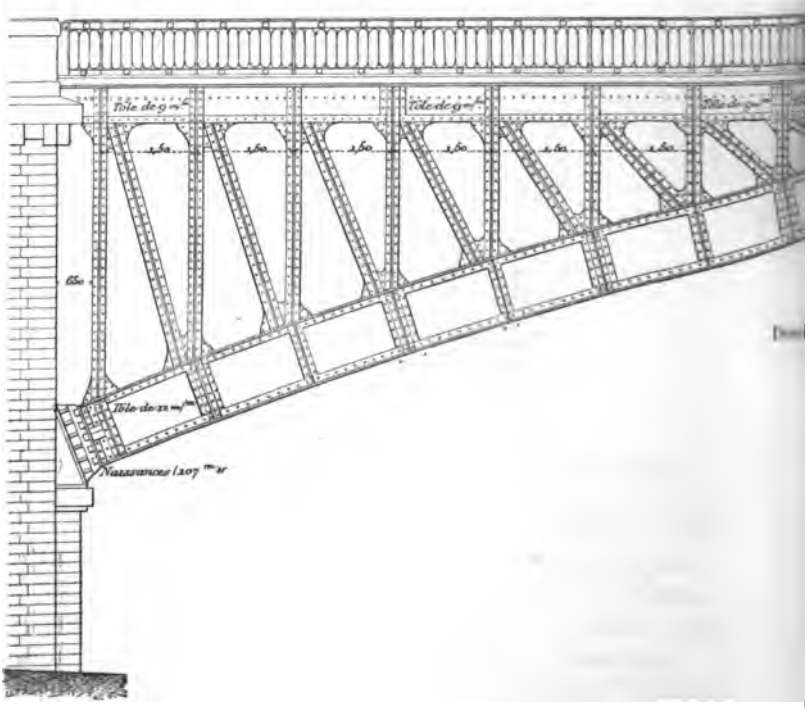
L'arc et les deux longerons de chaque ferme sont venus de l'usine en treize pièces. Le montage s'est fait au moyen d'un cintre en charpente.

Les deux fermes, écartées de $3^{m},50$ d'axe en axe, sont reliées ensemble par : 1° trente-quatre pièces de pont supportant la voie; 2° douze entretoises occupant la hauteur de l'arc, depuis les naissances jusqu'à une certaine distance du sommet, comme l'indiquent la demi-élévation (*fig.* 472) et la demi-

TRAVÉE DE 50 MÈTRES

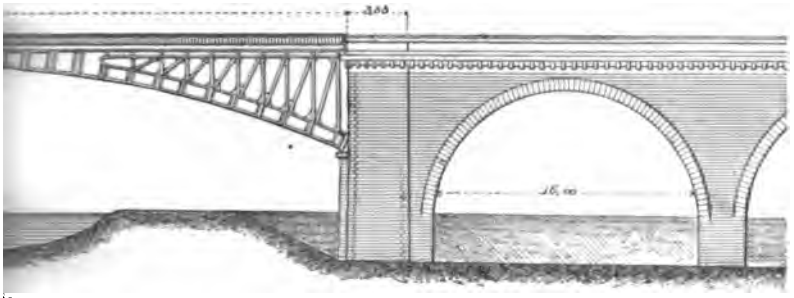
Fig





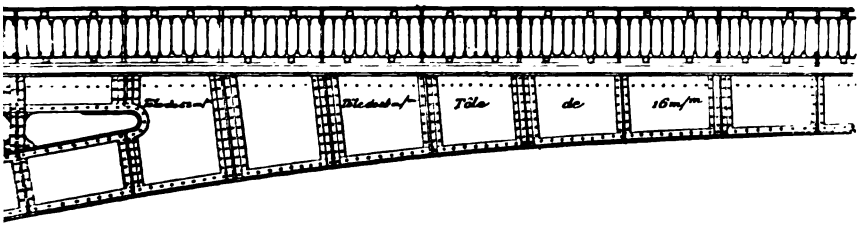
TRE ORLÉANS ET GIEN.

1.



lle.

1.



tion.

Fig. 473. Demi-plan.

coupe longitudinale (*fig.* 474); 3° huit croix de Saint-André verticales distribuées dans chaque demi-arche, depuis l'origine de l'arc jusqu'au profil mené par l'axe de septième entretoise verticale; dans ce profil, la croix de Saint-André se réduit à deux écharpes; 4° quatorze croix de Saint-André, comme les contreventements, reliant les deux arcs à la hauteur de la fibre moyenne et disposées l'une à la suite de l'autre dans chaque demi-arche, depuis la naissance (*fig.* 475) jusque vers le sommet; 5° cent cinq plaques de tôle; ces plaques, rivées d'une part aux pièces de pont et de l'autre soit aux longerons de rive, soit aux longerons intermédiaires, concourent efficacement à la rigidité du système.

Les longrines des rails sont appuyées sur des longerons intermédiaires, composés chacun de trente-cinq morceaux correspondant aux intervalles des pièces de pont.

Deux trottoirs en encorbellement portent sur des consoles fixées au droit des pièces de pont (*fig.* 481); les garde-corps sont en fer forgé. Chacun des arcs se termine à sa naissance par une semelle en tôle (*fig.* 483) rivée sur deux cornières et soutenue au milieu par des équerres. Cette semelle repose sur les sabots des culées par l'intermédiaire de clefs en fer maintenues en place par des boulons.

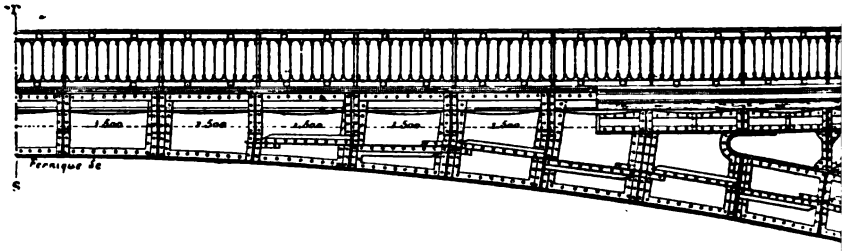
Les extrémités des longerons s'appuient sur les culées par l'intermédiaire de glissières de fonte.

Chacune des huit arches du pont construit sur la Theiss, à Szegedin (Hongrie), offre la plus grande analogie avec la précédente. L'ouverture de chaque arche est de $41^{m},40$, et sa montée de $6^{m},15$.

317. *Pont sur le Douro, près de Porto.* — Le pont en tôle le plus remarquable au point de vue de la hardiesse, de l'économie et des résultats obtenus qui ait été construit dans ces dernières années est bien certainement le pont de Maria Pia (1876-1877) de la Compagnie royale des chemins de fer portugais, jeté sur le Douro, près de Porto (*fig.* 484, 485, 486 et 487), et qui a été conçu et exécuté par MM. G. Eiffel et Cie, ingénieurs-constructeurs à Levallois-Perret.

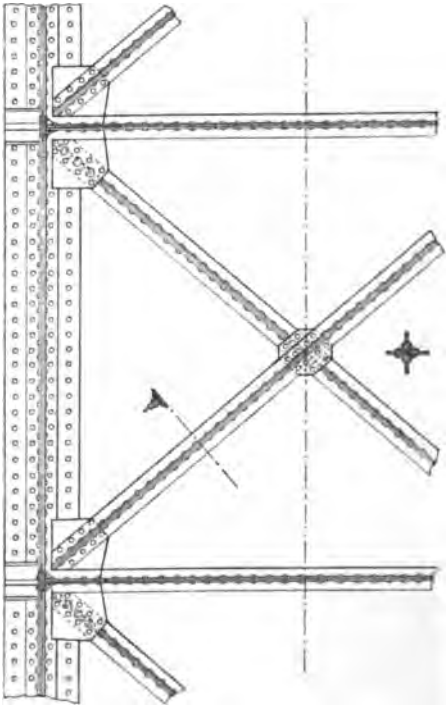
Le Douro, à l'endroit du passage, se prêtait difficilement à

Fi



Demi-coupe

Fig. 475.



Contreventement des arcs.

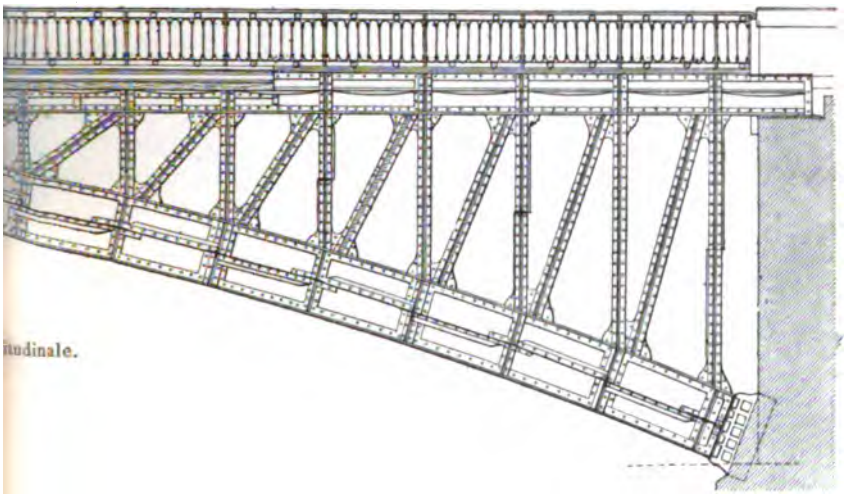
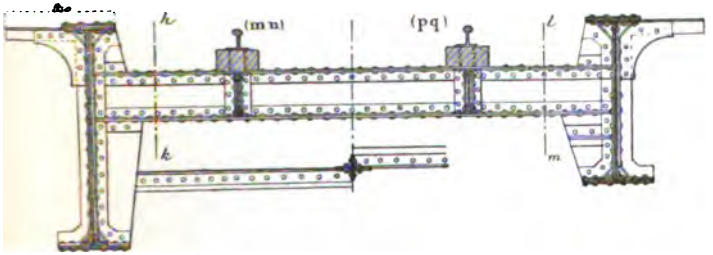
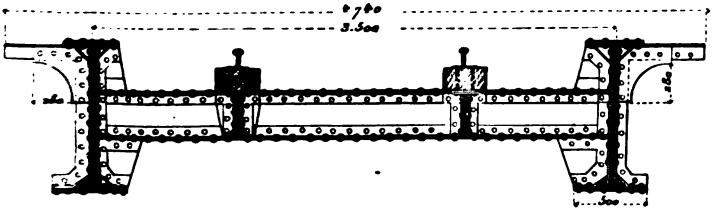


Fig. 476.



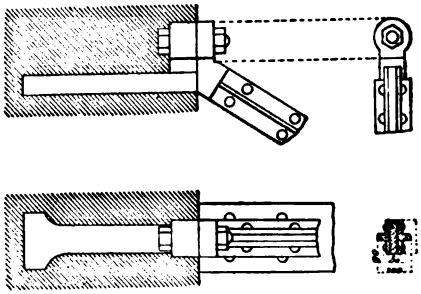
Coupe transversale suivant l'axe.

Fig. 477.



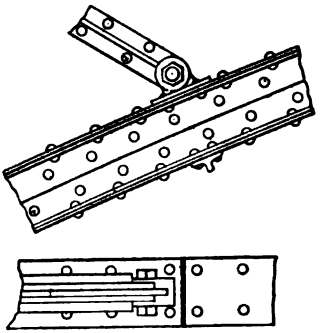
Coupe en travers suivant (*mn*), (*pq*).

Fig. 478.



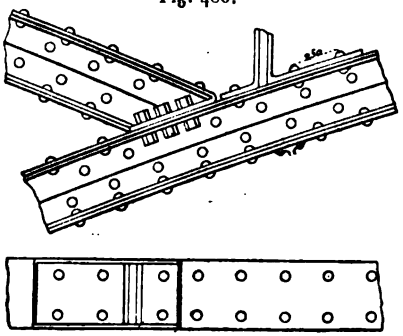
Détail des attaches d'une contre-fiche sur la culée.

Fig. 479.



Détail des attaches des contre-fiches avec l'arc.

Fig. 480.



Détail de l'attache d'un arc de tympan avec le grand arc.

l'établissement d'une pile en rivière; en effet, la profondeur d'eau est de 15 à 20 mètres; le sol est affouillable et formé d'une couche de gravier que la sonde n'a pu traverser; le courant est très-rapide; les crues peuvent s'élever à 10 mètres. De plus, la hauteur du railway au-dessus des basses mers devait être de $61^{m},28$.

Toutes ces circonstances ont exigé que l'on franchisse le fleuve par une travée centrale en arc de 160 mètres d'ouverture, la plus grande qui ait été réalisée jusqu'ici pour des ponts autres que les ponts suspendus (1).

On a donné à la fibre moyenne de l'arc une forme à peu près parabolique, en vue de faire de cette pièce un solide d'équilibre sous l'action d'une charge donnée, censée uniformément répartie sur le tablier. L'épaisseur de l'arc va en diminuant de la clef (10 mètres) jusqu'aux naissances, ce qui donne à cette pièce la forme d'un croissant. L'extrados est relié à l'intrados par des croix de Saint-André.

Pour que l'ouvrage puisse résister à la violence des vents, les deux arcs de la travée ont été inclinés de telle sorte, que leur distance horizontale est de $3^{m},95$ à la partie supérieure et de 15 mètres à la partie inférieure.

Ces arcs sont réunis par des traverses horizontales, des montants verticaux fixés sur les croix de Saint-André, sans parler des contreventements.

De part et d'autre de la partie centrale, le tablier s'appuie par une palée métallique sur les reins de l'arc; il se prolonge jusqu'aux culées en s'appuyant sur des piles, également métalliques, qui sont au nombre de deux du côté de Porto et de trois du côté de Lisbonne.

Le tablier est formé de deux poutres droites de $3^{m},50$ de hauteur, espacées de l'une à l'autre de $3^{m},10$, comprenant la voie, supportée par un platelage en fers zorés.

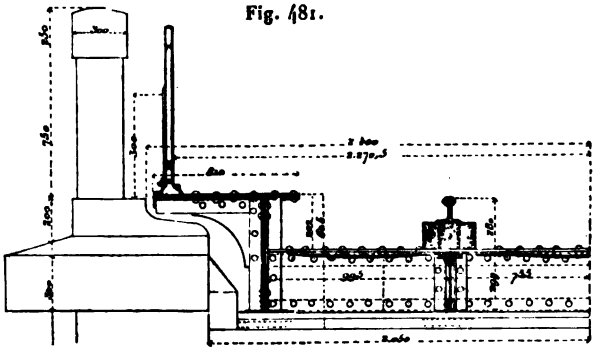
---

(1) Les plus grandes ouvertures connues sont les suivantes :

Pont Britannia (poutres droites)	140
Pont de Kullenbourg	150^{m}
Pont de Saint-Louis sur le Mississipi (en arc)	$158^{m},50$

Pour rendre les déplacements des tabliers indépendants de ceux de l'arc dans le sens horizontal, on a interrompu ces tabliers à leur rencontre avec l'extrados, sur lequel ils s'appuient par l'intermédiaire de rouleaux. Les appuis sur les palées des reins se font par l'intermédiaire de semblables rouleaux. Les grandes piles forment, au contraire, des appuis fixes, de sorte que, sauf en ces points, les tabliers reposent sur des appuis mobiles qui les affranchissent des effets de la dilatation.

Fig. 481.



Portée du longeron sur la culée (coupe).

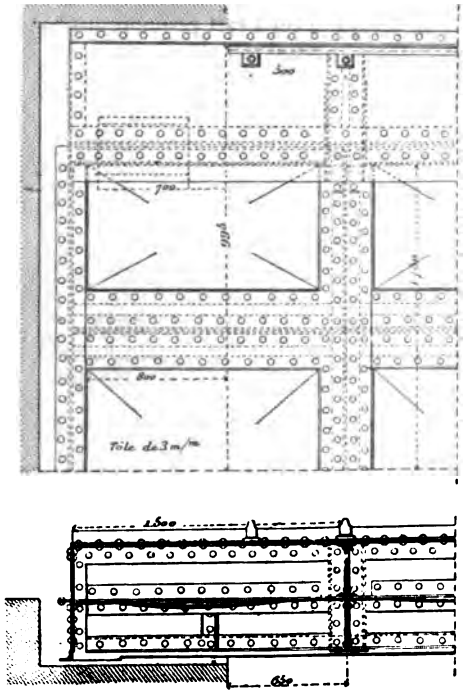
Les piles sont formées par des caissons et cornières en fer. En résumé, la partie métallique de l'ouvrage a une longueur de $352^{m},875$, se composant : 1° de l'arc métallique de 160 mètres de corde et de $42^{m},60$ de flèche moyenne, soutenant, à $25^{m},25$ des culées, deux palées métalliques; 2° d'un tablier central de $51^{m},88$ de longueur, solidaire avec l'arc; 3° d'un tablier latéral du côté de Lisbonne, de $169^{m},87$ de longueur, divisé en deux travées de $28^{m},75$ et trois travées de $37^{m},375$, qui reposent sur des piles métalliques; 4° d'un tablier central du côté de Porto, de $132^{m},80$ de longueur, divisé comme le précédent, sauf une travée de rive en moins, les piles métalliques ne se trouvant qu'au nombre de deux.

Nous avons maintenant à nous occuper des procédés employés pour lever le pont.

Les pièces ont été successivement montées par des chemi-

nements en porte-à-faux, en s'avançant des deux côtés à partir des culées; elles se rattachaient au fur et à mesure l'une à l'autre et formaient un ensemble que l'on suspendait par des haubans aux piles voisines, jusqu'à ce que l'on fût arrivé à la jonction des deux moitiés de l'arc. La mise en place des différents tronçons se faisait au moyen de bigues ou biques (petites chèvres) en charpente, placées sur les parties déjà montées.

Fig. 482.



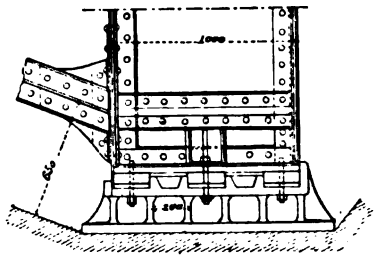
Portée du longeron sur la culée (plan et coupe).

Les bigues, actionnées par des treuils placés sur le terrain, enlevaient dans des bateaux des tronçons d'arc et les amenaient à leur place définitive. Le déplacement de ces tronçons au fur et à mesure de l'avancement du montage était facilité par un

câble traversant la rivière et portant deux chariots qui servaient aussi au levage des pièces d'entretoisement.

Les câbles de retenue qui maintenaient en position les parties déjà montées étaient attachés au sommet de la grande pile des naissances; leur point d'attache sur l'arc était déplacé suivant l'importance variable du porte-à-faux. Ces câbles, au nombre de seize par demi-arche, étaient en fils d'acier de $2^{mm},7$ de diamètre et formés chacun de six torons de dix-neuf fils. Ils passaient autour de sabots mi-circulaires placés sur les membrures d'extrados de l'arc, et leurs extrémités allaient se fixer sur des sommiers que l'on avait précédemment établis sur les panneaux pleins du tablier supérieur.

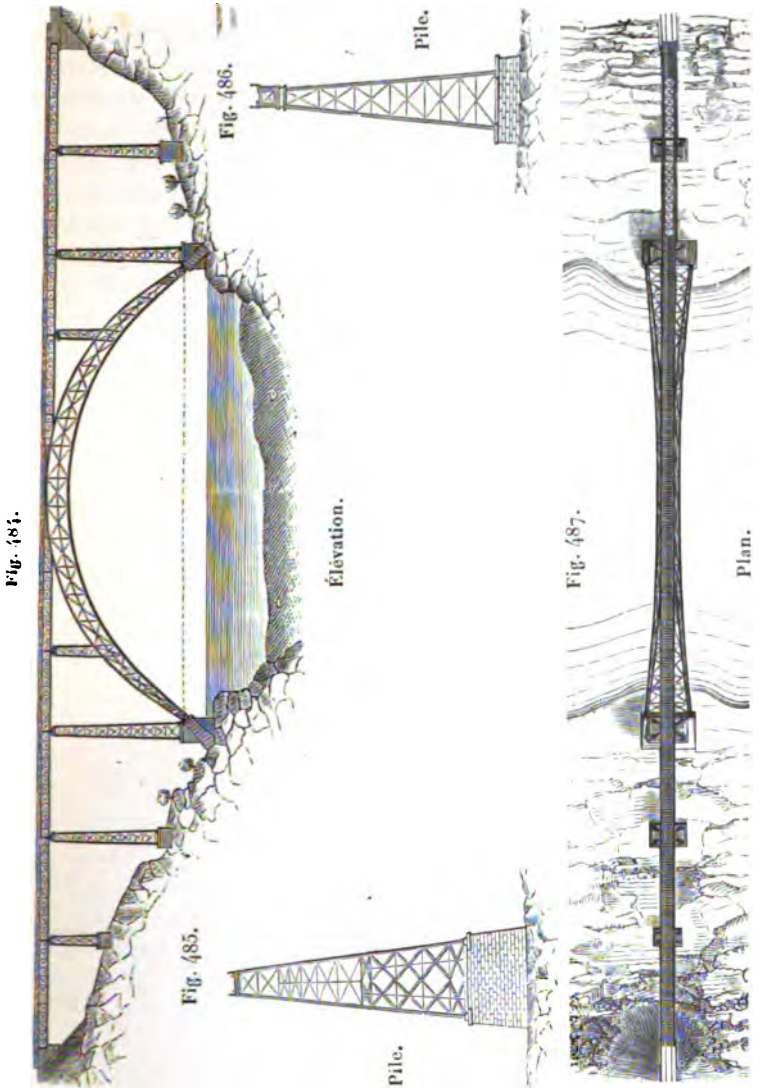
Fig. 483.



Portée de l'arc sur la culée.

Un petit échafaudage fut placé en avant de chaque culée et servit à mettre en place les panneaux pleins des retombées de l'arc. On assujettit l'extrémité du panneau mis en place par une première paire de câbles, afin de ne pas surcharger l'échafaudage, et l'on monta le second panneau. A l'extrémité de celui-ci, on monta une seconde paire de câbles pour mettre en place de nouveaux panneaux. Le porte-à-faux soulagea les câbles placés en premier lieu et permit de les dégager pour les reporter à l'extrémité du quatrième panneau qui correspondait au premier arbalétrier de la palée des reins. En continuant le montage, on put bientôt dégager les câbles posés en second lieu et les reporter à l'extrémité du cinquième panneau. Les câbles furent alors doublés et permirent, dans leur position définitive, d'avancer l'arc jusqu'à la clef, où la jonction se fit d'abord par l'in-

trados, puis par l'extrados. Les broches de montage permirent



facilement de rectifier les légères défectuosités qui s'étaient produites dans l'assemblage.

L'épreuve a consisté : 1° en une surcharge de 3000 kilogrammes par mètre courant de la travée centrale (flèche produite, $0^m,01$); 2° en une surcharge sur la moitié de la travée de la pile-culée à clef (flèche, $0^m,015$; abaissement aux reins du côté chargé, $0^m,02$; relèvement aux reins du côté non chargé, $0^m,015$); 3° en une surcharge sur la moitié de la travée centrale (flèche, $0^m,02$; relèvement aux reins, $0^m,006$); 4° en épreuves par poids roulant, consistant en un train de 355 tonnes, marchant à 31 kilomètres (flèche à la clef, $0^m,015$, et aux reins, $0^m,010$).

Le poids des fers employés se compose de 750 tonnes pour l'arc et de 700 pour les tabliers et piles; total, 1 450 tonnes. On a employé 4000 mètres de maçonnerie.

CHAPITRE XII.

DES PONTS SUSPENDUS.

§ I. — *Généralités.*

318. Lorsque l'on a à franchir une grande distance au-dessus d'une vallée et qu'il deviendrait très-onéreux, sinon impossible, d'établir le nombre de piles qu'exige la construction d'un pont ordinaire, en raison de la hauteur ou de la nature du terrain, on a recours aux ponts suspendus.

Un pont suspendu se compose, en général, de deux séries de piliers longitudinaux limitant la largeur du tablier; deux piliers se correspondent dans le plan transversal et sont identiques; mais, suivant les circonstances, les dimensions de deux couples consécutifs de piliers peuvent être différentes.

Des rouleaux ou poulies identiques, dont l'axe est transversal, sont disposés dans la région supérieure des piliers auxquels les paliers sont solidement fixés.

Des chaînes ou des câbles passent longitudinalement sur les poulies et vont se fixer de part et d'autre dans le sol.

Des tiges métalliques dites de *suspension*, également espacées pour chaque travée dans le sens longitudinal et d'égale longueur deux à deux dans le sens transversal, sont fixées aux câbles et soutiennent les extrémités des traverses sur lesquelles le tablier doit être établi.

319. *Ponts suspendus par des chaînes.* — Nous avons le regret de n'avoir pu nous procurer de documents, qui tous, paraît-il, ont disparu, sur l'ancien pont suspendu d'Épinal,

établi vers 1835, et par conséquent l'un des premiers ponts de ce genre construits en France; nous l'avons encore vu en 1852, mais depuis il a été remplacé par un pont en pierre. Nous nous rappelons toutefois que les chaînes étaient articulées au moyen de boulons transversaux; à chaque boulon aboutissait une tige de suspension. Chaque maillon était un véritable châssis formé de deux systèmes de tiges circulaires de fer ou bois. Les plans des axes des deux systèmes de tiges circulaires étaient équidistants de celui des axes des boulons. Les tiges étaient équidistantes; à trois tiges supérieures d'un certain maillon correspondaient deux tiges inférieures occupant les milieux des intervalles des premières tiges; l'inverse avait lieu pour les maillons adjacents.

Le pont suspendu par des chaînes de Mannheim, sur le Necker (*fig.* 488–498), représenté en élévation et en plan par les *fig.* 488 et 489, paraît également remonter vers 1835 et est très-bien conservé. Il est soutenu par deux piles distantes de 90 mètres et qui, prolongées au-dessus du tablier, déterminent deux portails identiques, qui ont un caractère éminemment monumental. De part et d'autre des piles, le tablier se prolonge sur 45 mètres de longueur jusqu'aux cheminées d'amarrage.

La suspension correspondant à chaque bordage se compose de deux chaînes formées d'éléments rectilignes; les articulations d'une chaîne se trouvent vers les milieux des tiges correspondantes de l'autre, ce qui produit un effet très-gracieux. A l'extérieur, les articulations d'où partent les tiges de suspension sont reliées triangulairement par des bielles. Chaque maillon se compose de sept lames, dont l'épaisseur est de 1 centimètre environ.

La *fig.* 494 représente une coupe transversale du tablier, qui est soutenu par huit longrines.

Les chaînes, avant d'arriver aux puits d'amarrage, passent sur des rouleaux soutenus par des bâtis en fonte.

Le clavetage a lieu, à quelque distance près, au joint du parement vertical d'une galerie horizontale pratiquée dans chacune des culées.

L'exemple de longévité du pont de Mannheim n'a pas été suivi par la plus grande partie des ponts sur chaînes; malgré

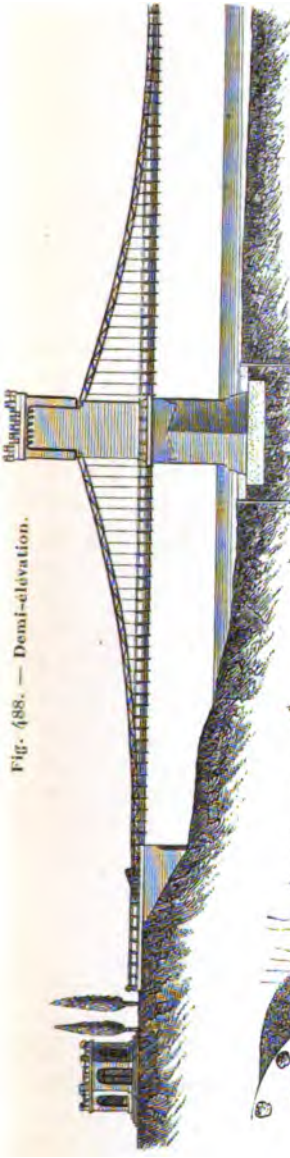


Fig. 488. — Demi-élévation.

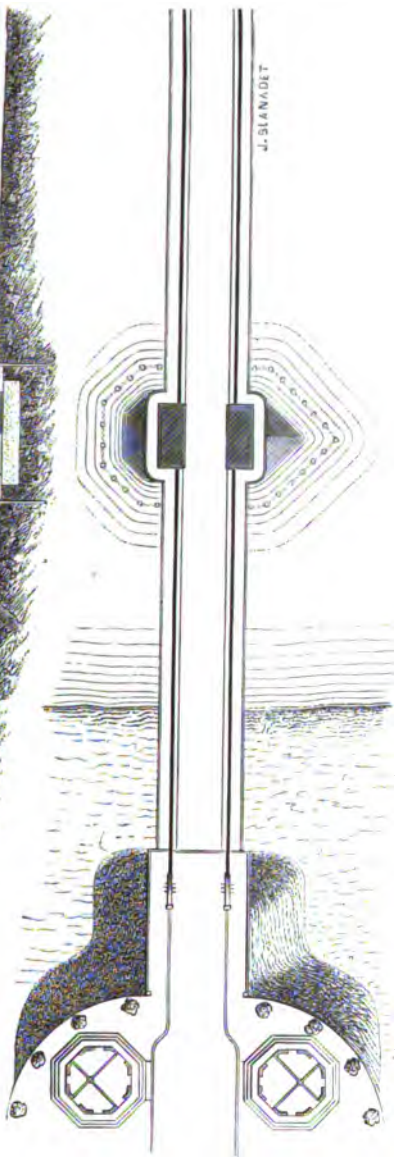
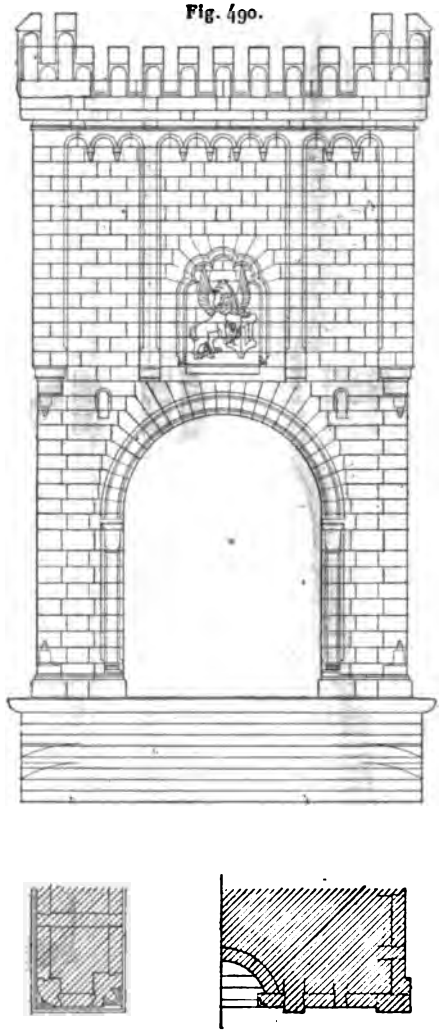


Fig. 489. — Plan.

les précautions prises dans la construction des chaînes, il est

Fig. 490.

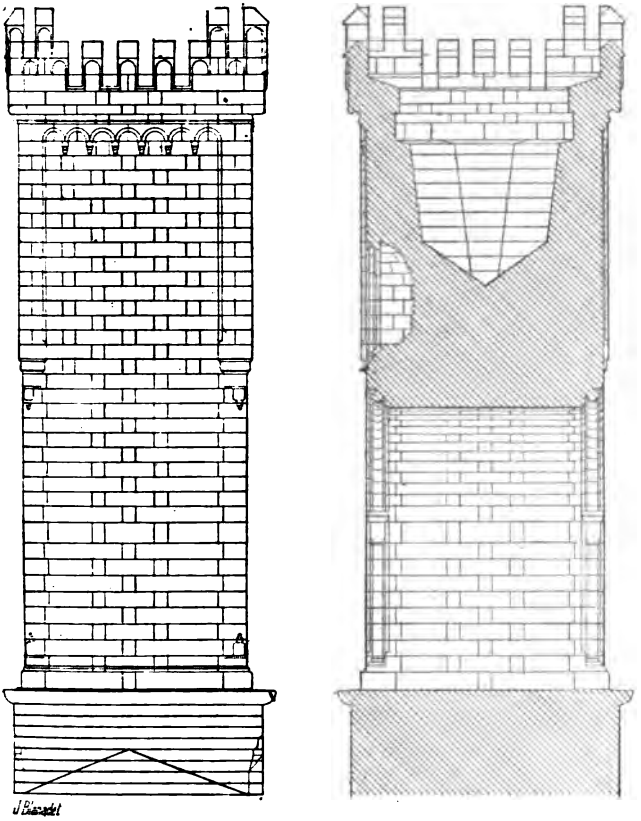


Élévation d'un portail, plan d'un pied-droit et demi-coupe horizontale passant par le milieu de la niche.

trop souvent arrivé des ruptures : c'est pourquoi on leur pré-

lère actuellement des câbles en fil de fer, que nous considérerons dorénavant d'une manière exclusive.

Fig. 491.



Elévation latérale d'un portail. Coupe d'un portail suivant l'axe du pont.

320. *Des câbles.* — Les câbles dits en *écheveau* ont une section circulaire et uniforme; ce sont des faisceaux de fils de fer rangés parallèlement et serrés de distance en distance par des liens en fil de fer recuit en spirales jointives.

Les fils employés dans la confection des câbles ont $2^{mm},75$ (n° 17) ou $3^{mm},08$ (n° 18) de diamètre. Les *bouts* de fil ont environ 150 mètres de longueur. Deux fils qui doivent faire la

continuation l'un de l'autre sont croisés sur $0^m,07$ ou $0^m,10$ de

Fig. 492.

Détails des chaînes.

Fig. 493.

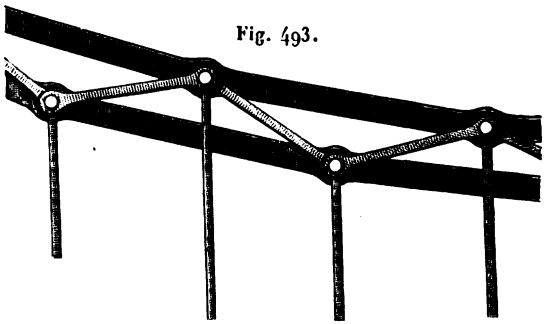
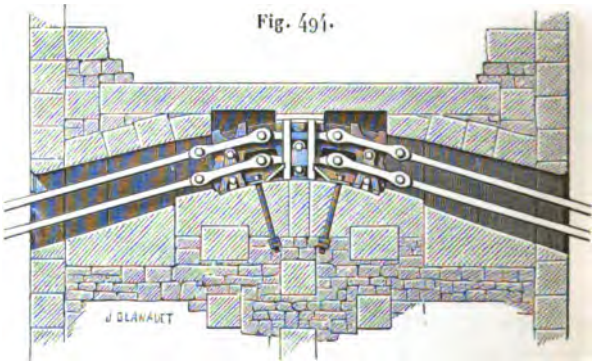


Fig. 494.

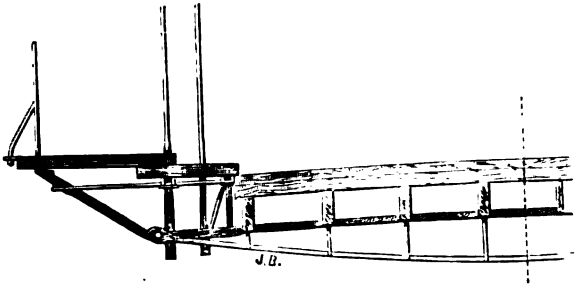


Passage des chaînes sur un portail.

longueur. A chaque croisement correspond un lien en fil de fer n° 4.

La *croupière* est l'œil qui termine chacune des extrémités d'un câble. Elle est de la même nature que le câble ou consiste dans une sorte d'étrier en fer.

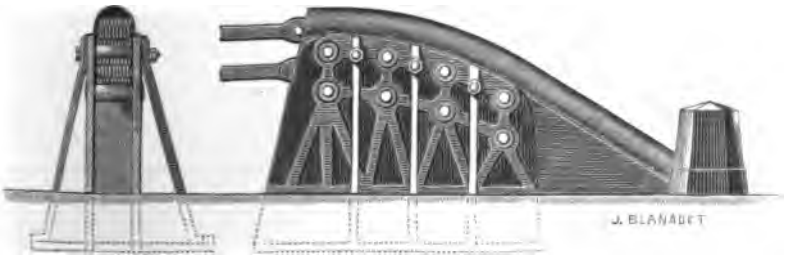
Fig. 495.



Coupe transversale du tablier.

La partie d'un câble comprise entre les piliers est le *câble de suspension;* chacun de ses prolongements au delà des piliers est un *câble de retenue*. Enfin les câbles souterrains

Fig. 496.



Supports extérieurs des câbles.

sont les *câbles d'amarre*. Il arrive souvent qu'à un câble de retenue correspondent deux câbles d'amarre; la réunion s'opère au moyen de croupières et de clavettes.

Les fils, afin d'être préservés de l'oxydation, doivent être passés deux ou trois fois dans un bain d'huile bouillante, rendue siccative par de la litharge, avant d'être mis en œuvre

pour la confection du câble. Le câble construit doit être également recouvert d'une couche d'huile siccative (¹).

321. *Amarrage des câbles.* — Deux systèmes d'amarres ont été successivement employés, et nous allons les faire connaître dans leur ordre chronologique.

1° Chacune des extrémités du câble pénètre, sur une certaine longueur, dans un massif en maçonnerie faisant partie de la culée ou relié à la culée par deux murs en retour, suivant les circonstances. La pénétration a quelquefois lieu en ligne

---

(¹) *De la raideur des câbles en écheveau.* — Concevons deux prismes de même longueur, encastrés horizontalement pour fixer les idées, de telle manière que, soumis à leurs extrémités à l'action d'une charge P, ils n'éprouvent qu'une flexion simple.

Ce que l'on peut entendre par raideur relative ou *force de ressort* de ces deux prismes ne peut être apprécié que par le plus petit rapport entre les flèches produites. Cela admis, on est conduit à conclure que la force de ressort est inversement proportionnelle au moment d'élasticité EI, ou simplement à I s'il s'agit de comparer entre eux des prismes de même nature. Par extension de principe, nous admettrons la même mesure de la raideur d'une pièce de forme quelconque.

Tous les fils qui constituent un câble en écheveau fonctionnent indépendamment les uns des autres. Soient r le rayon de chacun de ces fils, n leur nombre, R le rayon du câble; en tenant compte des vides, on a à très peu près,

$$\pi R^2 = n.\tfrac{1}{3} r^2,$$

d'où, en nombre rond,

$$R^2 = \frac{1}{3} nr^2.$$

La somme des moments d'inertie des sections des fils dans une section normale du câble est

$$\frac{n\pi r^4}{4}.$$

Si la pièce était pleine, on aurait

$$\frac{\pi R^4}{4}.$$

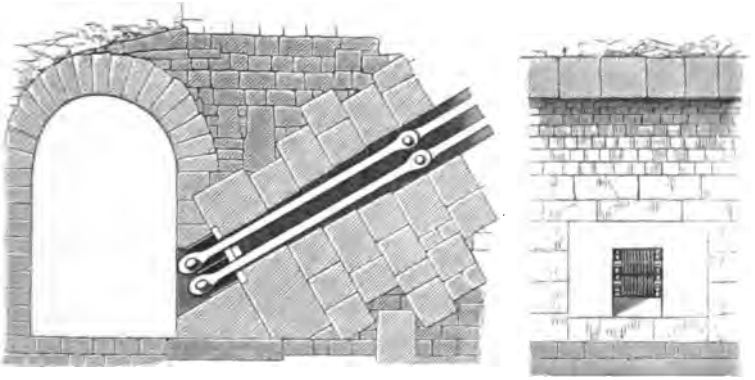
Le rapport entre les raideurs du câble et de cette dernière pièce est, par suite,

$$\frac{nr^4}{R^4} = \frac{3}{4}\frac{r^2}{R^2}.$$

On voit ainsi que la raideur relative du câble décroît rapidement avec r et devient insensible quand on emploie des fils suffisamment fins.

droite; mais le plus souvent, pour diminuer la longueur du massif, on fait subir au câble, à une certaine hauteur en contre-bas du sol, en se servant de rouleaux, une inclinaison plus forte sur l'horizon.

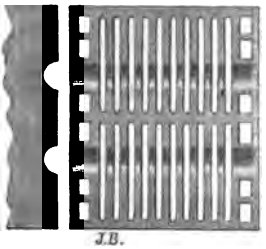
Fig. 497.



Coupe longitudinale d'une cheminée.

Les câbles d'amarre, passant sur un même pilier extrême, sont fixés par une clavette qui s'engage dans leurs croupières. La clavette est fixée à une plaque de fonte, et quelquefois

Fig. 498.



Clavetage, vu de face.

directement à la maçonnerie. Le clavetage s'appuie ou latéralement contre la culée, ainsi que cela a lieu pour le pont en chaînes de Mannheim, ou sous un massif de maçonnerie que les câbles traversent verticalement.

Chaque câble d'amarre, étant surtout sujet à l'oxydation, devrait être en fer forgé. Dans tous les cas, il convient de le recouvrir d'un vernis.

Comme la solidité exige que les passages des câbles dans les massifs soient très-étroits ($0^m,08$ à $0^m,12$ de hauteur sur une largeur proportionnée à celle des faisceaux des câbles), et que, par suite, il est impossible de visiter les parties cachées des câbles, il convient de remplir ces passages de chaux grasse réduite en pâte et dont la surface doit être recouverte d'une couche de suif fondu, en vue de supprimer l'accès de l'air.

2° Les extrémités du câble sont réunies de manière à obtenir un système sans fin. A chaque extrémité du pont, le câble passe dans deux galeries inclinées raccordées circulairement, le tout formant une galerie mixtiligne ménagée dans le massif et contre la paroi intérieure de laquelle vient s'appuyer le câble.

Dans son trajet souterrain, le câble est maintenu à une certaine hauteur par des crampons solidement fixés dans la paroi (exemple, pont de Gray, sur la Saône).

Ce procédé offre sur le précédent l'avantage de rendre possible et très-facile la visite des parties cachées du câble.

322. *Mise en place d'un câble.* — Deux procédés sont employés pour arriver au résultat.

1° On jette un petit câble allant d'une pile à l'autre, qui sert de support à des poulies roulantes adaptées au câble principal. On fait avancer ce dernier à l'aide de treuils ou de cabestans jusqu'à ce qu'il arrive à sa position définitive.

2° Dans le second système d'amarres dont il a été question ci-dessus, on peut fabriquer sur place le câble ou les câbles sans fin, s'il y en a plusieurs, en faisant passer fil par fil les éléments constituants dans les galeries et réunissant par des liens les fils en faisceau. La fabrication sur place exige l'établissement préalable d'une passerelle de service destinée à livrer passage aux ouvriers chargés du transport des fils et de leur ligature bout à bout. Cette passerelle consiste en deux câbles d'un petit diamètre, ayant une faible flèche, soutenant de mètre en mètre un plancher étroit par l'intermédiaire de

fils de suspension, d'une longueur telle que ces câbles puissent servir de main courante.

Ce procédé offre sur le précédent les avantages suivants : 1° la main-d'œuvre est plus facile et plus rapide; 2° il peut s'appliquer à la construction de portées plus considérables.

Le grand pont de Fribourg, construit par M. Chaley, a été établi ainsi qu'on vient de le dire; sa portée entre les appuis est de 265m,26.

On pense que la limite de la portée pourrait atteindre 800 mètres.

323. *Des tiges de suspension.* — Ces tiges sont nécessairement en fer forgé quand on emploie des chaînes. Dans le cas le plus général des câbles, on peut les exécuter en fil de fer, de la même manière que les câbles et avec les mêmes fils. Mais généralement on les fait en fer : il est plus facile, en effet, de les fabriquer et de régler leur longueur de manière à donner un bombement convenable au plancher.

Il convient de disposer les tiges en forme de corbeille, de manière que toutes celles d'une même série se trouvent ainsi dans un plan incliné de 3 degrés environ sur le plan vertical. Cette disposition a pour effet de donner plus de rigidité au pont.

324. *Plancher.* — Comme nous l'avons déjà dit, le plancher repose sur des poutres supportées à chaque extrémité par une tige de suspension. L'espacement de ces poutres varie entre 1m,25 et 1m,50. Leur équarrissage se détermine en raison du poids de la partie du tablier qu'elles doivent supporter et de la surcharge provenant des plus lourdes voitures.

L'hypothèse la plus défavorable pour chaque poutre est celle dans laquelle on admet que la moitié du poids du tablier qui y correspond et la surcharge sont appliquées en son milieu. Mais il faut remarquer que, dans la réalité, lorsque la verticale du centre de gravité de la surcharge passe au milieu de la poutre, une partie de la charge est reportée sur les poutres voisines.

Les poutres sont reliées par quatre longrines servant en

même temps à surhausser les trottoirs, et par les madriers qui forment le premier plancher. Des contreventements en forme de croix, en fer ou en bois, empêchent le système de faire parallélogramme dans le sens horizontal.

Dans quelques ponts, on a recouvert la face supérieure des poutres d'une plaque mince de zinc qui empêche la pénétration de l'eau, et cela en vue de la conservation des bois.

Les madriers du premier plancher, qui sont longitudinaux, ont de $0^m,10$ à $0^m,12$ d'épaisseur et sont espacés de quelques centimètres pour permettre la circulation de l'air.

Les madriers du plancher supérieur ont de $0^m,05$ à $0^m,06$ d'épaisseur, sont placés dans la largeur du pont pour donner un appui aux pieds des chevaux et sont jointifs. Un vide de quelques centimètres est ménagé entre le tablier et les longrines qui supportent les trottoirs, en vue de l'écoulement des eaux pluviales.

La largeur d'un pont suspendu ordinaire dépasse rarement 8 mètres; au delà de cette limite, les poutres auraient de trop fortes dimensions.

Sur ces 8 mètres on en prend 4 pour la chaussée, en vue de permettre à deux voitures de se croiser.

Lorsqu'un pont est peu fréquenté et qu'il est d'une faible longueur, on ne donne au passage des voitures que $2^m,20$ à $2^m,40$ et aux trottoirs une largeur de 1 mètre à $1^m,10$.

La largeur d'un tel pont, sur lequel les voitures ne se croisent pas, n'est jamais inférieure à $4^m,40$.

Si la largeur normale de 8 mètres n'est pas suffisante, on peut reporter les trottoirs à l'extérieur des tiges de suspension, sauf à supporter, si cela est nécessaire, un côté de chacun d'eux par un câble spécial.

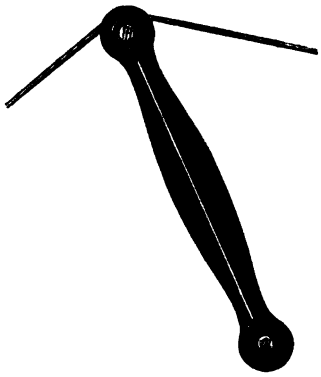
325. *Garde-corps.* — Quoique les garde-corps en bois enlèvent de la largeur au pont, il convient de les employer, à cause de la rigidité qu'ils donnent au plancher, et même, pour arriver plus facilement au but, on en fait une suite de croix de Saint-André. Leur hauteur varie généralement entre $0^m,90$ et 1 mètre.

326. *Remarque relative aux piliers.* — Les piliers sont en

pierre de taille; leur section est rectangulaire, quelquefois circulaire.

Dans quelques ponts d'un ordre secondaire on a substitué aux piliers des bielles en fonte (*fig.* 499) placées chacune dans la direction de la résultante des tensions des deux parties du câble qui aboutissent à son sommet.

Fig. 499.



327. *Haubans.* — Il est indispensable d'amarrer un pont de part et d'autre du tablier au moyen de câbles obliques en fil de fer, fixés d'autre part aux piles, culées, et surtout à la berge, pour neutraliser autant que possible l'action des vents violents.

328. *Charge d'épreuve.* — En France, d'après les règlements administratifs, un pont suspendu ne peut être livré à la circulation que lorsqu'il a été constaté qu'il pouvait résister à une surcharge exceptionnelle, uniformément répartie sur le tablier (1). Cette surcharge correspond à un poids déterminé par mètre carré de surface du tablier et est formée, suivant les circonstances, de pierres, de sable, de pièces de fonte, etc.

La charge d'épreuve doit être calculée de manière que le

(1) Pour le pont de Gray, sur la Saône, la charge d'épreuve était, si j'ai bon souvenir, de 1 mètre de hauteur de sable siliceux provenant des alluvions des Vosges, soit environ 1800 kilogrammes par mètre carré de surface du tablier.

GRAND PONT D

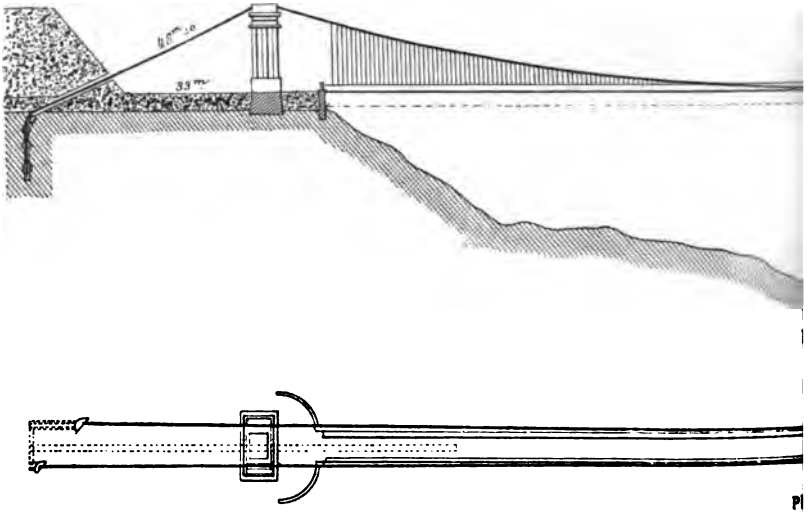
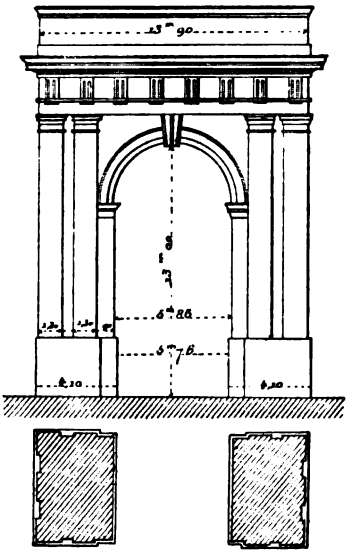
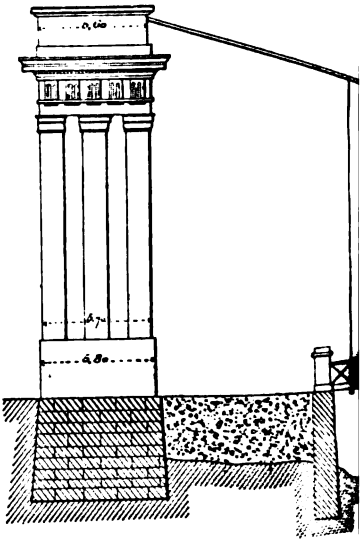


Fig. 502.

Fig. 503.



Élévation de face et plan des pieds-droits.



Élévation latérale.

IBOURG (SUISSE).

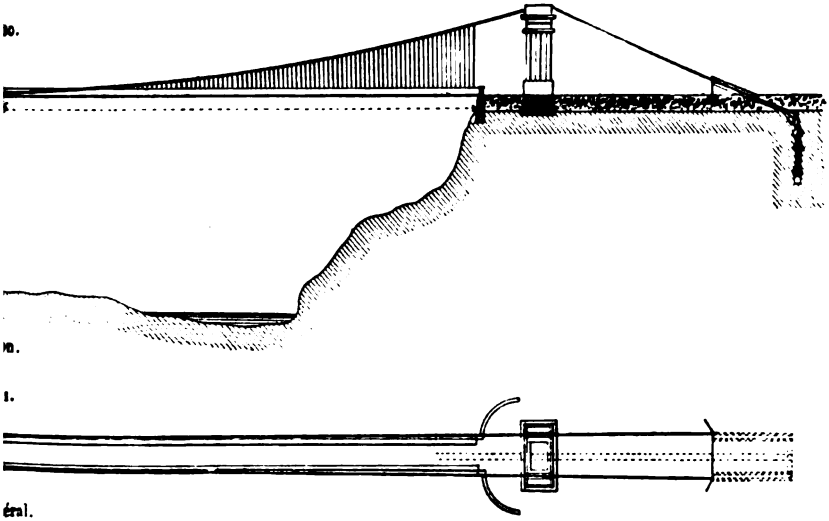
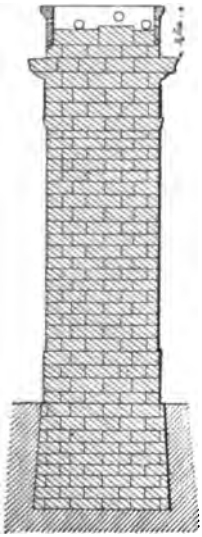
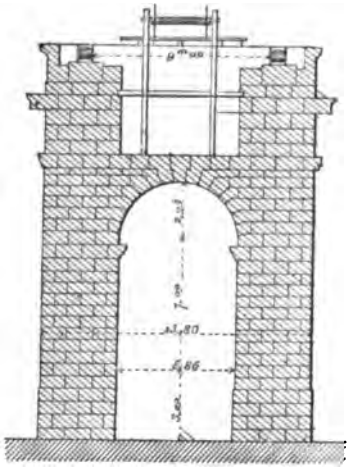


Fig. 504.



Coupe longitudinale.

Fig. 505.



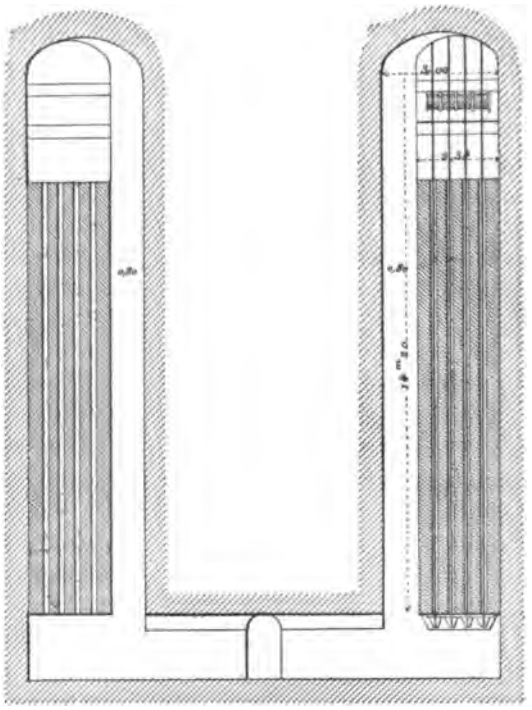
Coupe transversale.

pont, lorsqu'il l'a subie, puisse résister à toutes les causes que l'on peut prévoir.

On calcule les dimensions des câbles et des tiges de suspension de manière que le fer ne supporte que de 15 à 18 kilogrammes (suivant les prescriptions du cahier des charges) par millimètre carré de section.

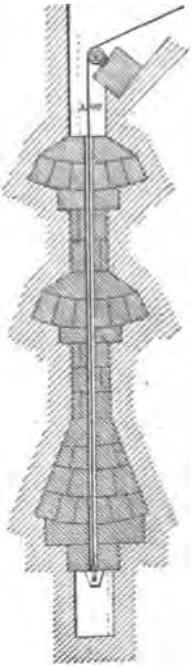
329. *Grand pont de Fribourg* (*Suisse*)(1). — Ce pont

Fig. 506.



Coupe longitudinale des cheminées et puits d'amarre.

Fig. 507.



Coupe transversale d'une cheminée.

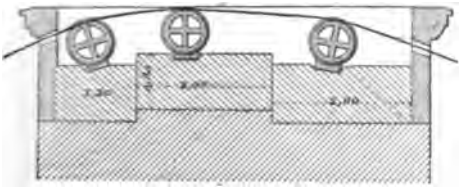
(*fig.* 500-514), qui a été construit en 1835 par un ingénieur

(1) Cet article est un extrait des *Annales des Ponts et Chaussées* (1835) et de

français, M. Chaley, traverse la Sarine, à 51 mètres au-dessus de l'étiage, est d'une seule portée, est limité par deux portiques de l'ordre dorique, construits en molasse avec socles en calcaire, et dont la hauteur est de $20^{m},20$.

La longueur du pont entre les portiques est de $265^{m},76$. De chaque côté du pont se trouvent deux câbles de suspension dont la flèche est de $19^{m},28$, soit $\frac{1}{13,7}$. Chaque câble est formé de 1056 fils de fer n° 18. Son développement est de $374^{m},24$. L'inclinaison sur l'horizon des tangentes au joint des appuis est de 17 degrés, celle des câbles de retenue de 20 degrés.

Fig. 508.



Coupe de rouleaux placés sur les portiques.

Dès l'origine, l'amarrage consistait en un câble noyé dans un massif de maçonnerie et dont l'extrémité était arrêtée par une clavette.

En 1852, on renforça les amarres par des câbles additionnels passant dans une galerie reliant les deux puits qui se trouvent vers chacune des extrémités du pont. A chacun des deux câbles de retenue situés d'un même côté correspondent deux câbles d'amarres, auxquels sont identiques les câbles additionnels. La liaison s'est opérée à l'aide de croupières avec clavettes.

Les tiges de suspension, au nombre de cent soixante-trois de chaque côté, sont formées chacune de 30 fils n° 17, ce qui leur

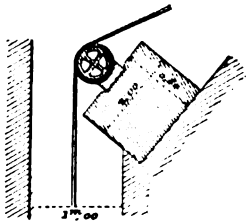
---

Notices extrêmement intéressantes publiées en 1878 dans la *Revue scientifique suisse* par M. Grémaud, ingénieur des Ponts et Chaussées du canton de Fribourg.

donne un diamètre de $0^m,025$. Leur espacement est de $1^m,50$, et elles sont comprises dans un plan incliné de $3°10'$ sur le plan vertical, pour un motif que nous avons fait connaître plus haut.

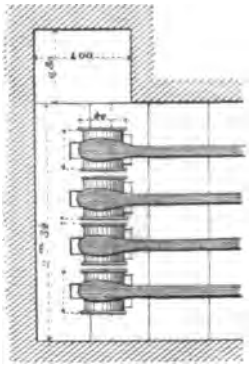
Chaque poutrelle est double, a $0^m,40$ de hauteur au milieu et $0^m,30$ aux extrémités, pour donner au plancher le bombement nécessaire à l'écoulement des eaux pluviales. La largeur de chaque demi-poutrelle est de $0^m,10$. Le platelage longitudinal

Fig. 509.



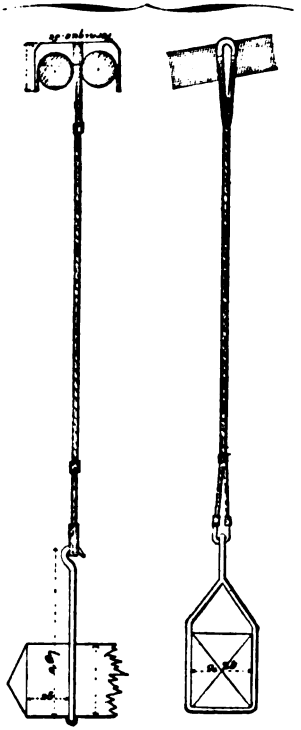
Détails des rouleaux placés à l'entrée des puits d'amarre.

Fig. 510.



Plan d'un puits et de ses quatre cheminées.

Fig. 511.



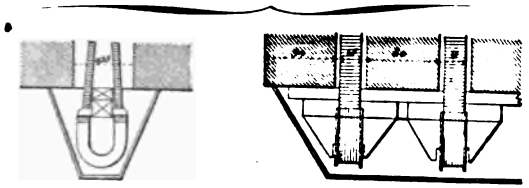
Modes de suspension des poutres.

inférieur est formé de pièces dont la section a $0^m,09$ de hauteur sur $0^m,11$ de largeur.

Le platelage transversal supérieur est en madriers de $0^m,05$ d'épaisseur.

La largeur de la voie charretière est de $4^m,70$, et celle des trottoirs de $0^m,88$.

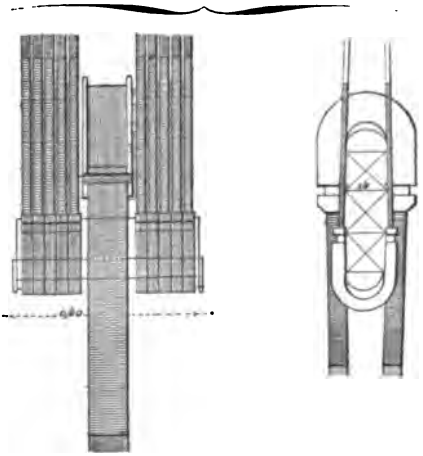
Fig. 512.



Attache des câbles d'amarre dans le fond du puits.

La hauteur du garde-corps, qui est en chêne et en croix de Saint-André, a $1^m,25$ de hauteur.

Fig. 513.

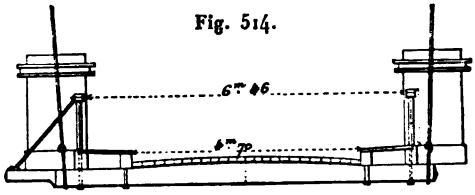


Attache des câbles d'amarre aux câbles de suspension.

La flèche du bombement longitudinal varie avec la température entre les limites $0^m,50$ et 1 mètre. Les rouleaux de support ont $0^m,40$ de longueur et de diamètre; leurs parois, qui ont $0^m,03$

d'épaisseur, sont contre-butées à l'intérieur par des croisillons.

Fig. 514.



Coupe en travers du tablier.

330. *Pont du Gotteron.* — A moins de circonstances locales spéciales, les piliers des ponts suspendus sont d'égale hauteur. Cependant il y a des exceptions, parmi lesquelles nous nous bornerons à citer la plus remarquable : nous voulons parler du pont du Gotteron, à Fribourg (Suisse). Je ne pense pas que nous puissions mieux faire à ce sujet que de produire l'extrait d'une lettre que M. Grémaud, cité plus haut (¹), a bien voulu m'écrire à ce sujet :

« Le pont du Gotteron est une construction des plus originales, et sa position est exceptionnellement pittoresque. Ce qui est remarquable dans sa construction, c'est qu'il n'y a pas plus de 3 ou 4 mètres cubes de maçonnerie. Tout est taillé dans la molasse jusqu'au poste de la gendarmerie. On a ainsi tiré parti de tout ce que nous offrait la nature. On pourrait même dire que l'ingénieur (M. Chaley) a voulu mettre son projet en harmonie avec la vallée sauvage qu'il voulait franchir. Le pont a été construit en 1837. L'amarrage est établi d'après le système de câbles en écheveau, embrassant un énorme massif de roc. Des galeries et des puits permettent de visiter en tout temps cette partie délicate de la construction.

» Comme pour son établissement il y a eu des dons volontaires en nature (bois, charrois, etc.) et en argent, nous ne connaissons pas exactement le chiffre de la dépense. Je crois que, d'après certains calculs approximatifs, cette dépense s'est élevée à 62 000 francs environ. »

(¹) Note de la page 196.

Le tablier, qui a 151 mètres de longueur, se trouve à 75 mètres

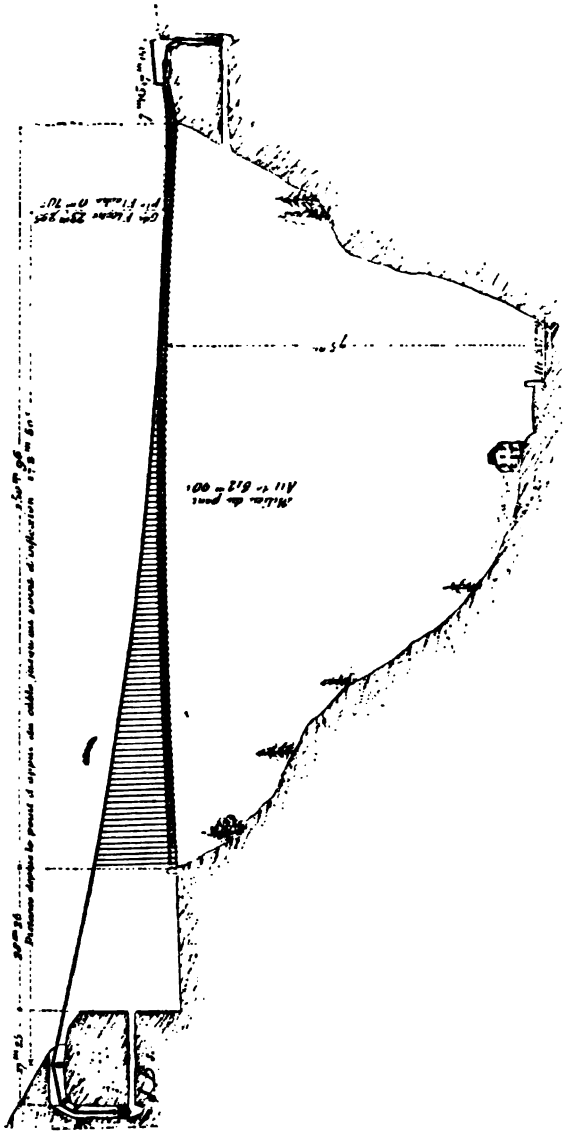
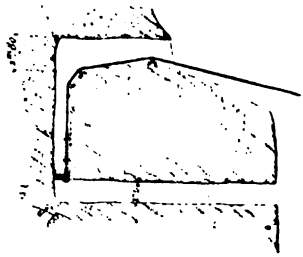


Fig. 515. Coupe longitudinale.

de hauteur au-dessus du thalweg de la vallée. La largeur entre

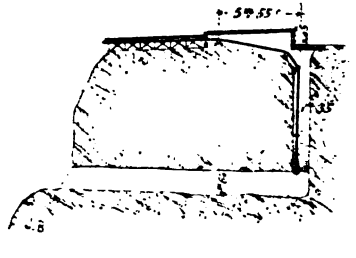
les garde-corps est de $4^{m},80$. La différence de hauteur des appuis des câbles de suspension est de $22^{m},60$. Le sommet de chacune des courbes paraboliques se trouve à $0^{m},70$ en contre-bas de l'appui le moins élevé.

Fig. 516.



Côté de la ville.

Fig. 517.

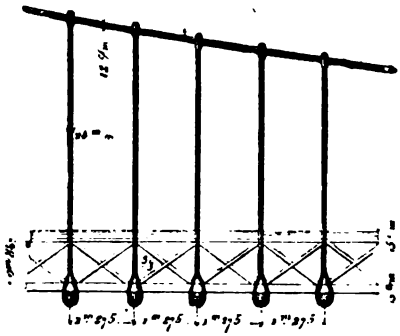


Côté de la campagne.

Coupes longitudinales des mines.

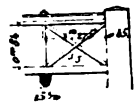
Chacun des câbles est formé de 500 fils n° 18. Les inclinaisons sur l'horizon des tangentes sont de 12 degrés au point le plus élevé et de 3 degrés à l'appui le plus bas. L'écartement des câbles

Fig. 518.



Détails du tablier.

Fig. 519.

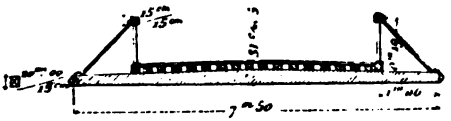


est de $7^{m},90$ à l'entrée des mines et de $5^{m},45$ au sommet de la courbe.

Les câbles d'amarre sont reliés à ceux de suspension de la même manière que pour le grand pont. Les cables reposent sur

la molasse par l'intermédiaire de rouleaux en fonte. Les puits d'amarre ont de 10m,50 à 11 mètres de profondeur. Les tiges de suspension, au nombre de 124 (*fig.* 519), sont composées de 20 fils n° 18, et sont situées dans un plan incliné de 3 degrés sur le plan vertical.

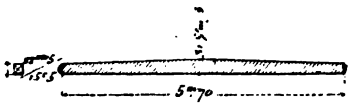
Fig. 520.



Coupe transversale suivant l'axe d'une longue poutrelle

La largeur entre les garde-corps est de 4m,80, et la distance des poutrelles de 1m,25. Les longrines et les croix de Saint-André sont en chêne. Les garde-corps ont 1 mètre de hauteur.

Fig. 521.



Poutrelle courte.

La largeur des poutrelles est de 0m,15, et leur hauteur au milieu de 0m,30. Sur cinq poutrelles consécutives, quatre ont 5m,7 de longueur et 0m,22 de hauteur aux extrémités. Pour la cinquième, les équivalents de ces derniers chiffres sont 7m,5 et 0m,20.

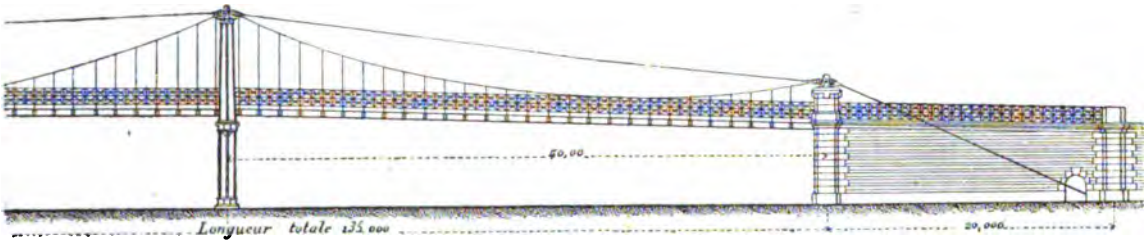
Pendant l'épreuve, qui a été de 100 kilogrammes par mètre carré, le tablier a fléchi de 0m,80; mais, après l'enlèvement de la charge, l'abaissement s'est réduit à 0m,30.

332. *Projet d'un pont suspendu au-dessus de la gare Saint-Jean, à Bordeaux* (1). — Ce projet, dû à feu M. Regnauld (*fig.* 522 et 523), n'a pas été suivi d'exécution, uniquement par suite de ce que l'Administration a admis en principe

(1) *Traité pratique de la construction des ponts et viaducs métalliques*, par M. Regnauld, ingénieur des Ponts et Chaussées.

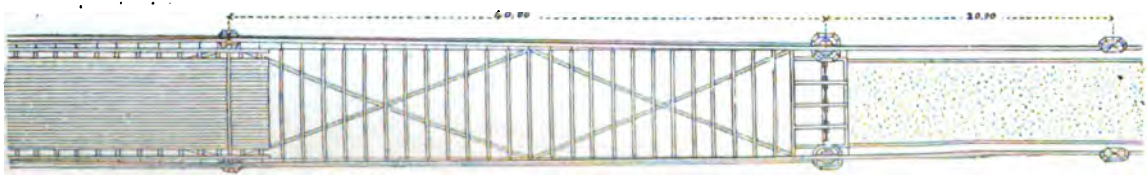
PROJET DE PONT SUSPENDU DE BORDEAUX.

Fig. 522.



Élévation.

Fig. 523.



Plan.

l'établissement d'un pont fixe; mais il nous a paru très-remarquable, et nous avons cru devoir le mentionner.

Pour plus de simplicité dans le langage, nous supposerons qu'il ait été construit.

Sa longueur est de 155 mètres entre les culées. Il est formé de deux travées de rive de 40 mètres et d'une travée centrale de 35 mètres.

Les culées sont en maçonnerie brute parementée en pierre de taille et moellons piquetés, ont 20 mètres de long, constituent les massifs d'amarre et les supports des secteurs des câbles.

Le tablier est composé de poutrelles en fer en double T, dont le profil longitudinal est bombé en dessus; elles sont recouvertes d'un plancher de 6 mètres de largeur pour le passage des voitures et de deux trottoirs de 1 mètre de largeur. Les câbles, au nombre de quatre, et les tiges de suspension sont en fil de fer.

Les câbles s'amarrent sur le sommet de colonnes oscillantes en fer, composant les appuis intermédiaires, et sur des secteurs, également oscillants, formant les appuis extrêmes sur les culées, par l'intermédiaire de goujons d'un fort calibre.

Les câbles de retenue, après avoir embrassé extérieurement le massif de la culée de l'arrière à l'avant et de bas en haut sur une longueur de 18 mètres, viennent s'amarrer à des goujons qui traversent les secteurs. Le garde-corps est en fil de fer.

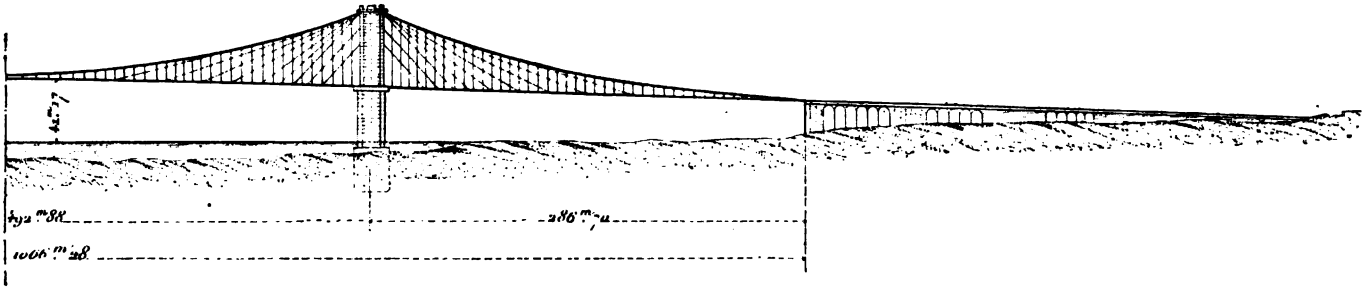
333. *Des ponts suspendus pour le passage des trains de chemins de fer.* — En Amérique, où l'on a très-souvent à franchir des cours d'eau d'une largeur considérable, on a dû avoir recours au système des ponts suspendus pour établir la communication entre deux tronçons de chemin de fer.

Les ponts dont il s'agit ne sont autre chose que des ponts fixes dont les poutres sont soulagées par des câbles avec tiges de suspension.

334. *Pont de Brookling.* — Ce pont (*fig.* 524-527), jeté sur la rivière de l'Est, doit relier, si toutefois il n'est pas complétement terminé, Brookling à New-York.

Fig. 524.

PONT DE BROOKLING.



Demi-élévation.

Le sol est formé de sable et d'argile compacte recouvrant le gneiss sur 25 mètres d'épaisseur. Néanmoins, on s'est contenté de fonder à une profondeur de 15 à 18 mètres.

La largeur totale du tablier est de $25^{m},925$; sa hauteur au-dessus du niveau des hautes mers est de $41^{m},17$.

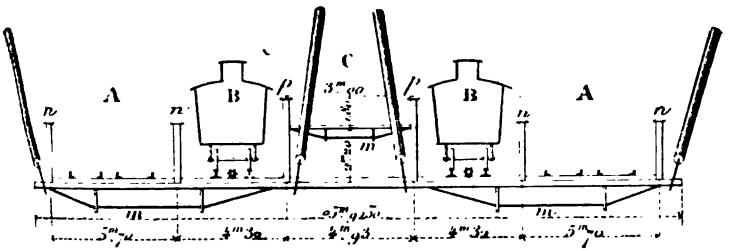
Le pont est formé d'une travée centrale de $492^{m},88$ de longueur entre les axes des piles et de deux travées de rive de $286^{m},70$.

Le pont est soutenu par quatre câbles en acier de $0^{m},28$ de diamètre; deux d'entre eux sont à l'extérieur, et les tiges de suspension correspondantes sont inclinées de manière à former une sorte de corbeille, afin de donner moins de prise au vent. Les tiges des deux câbles intérieurs sont inclinées en sens inverse.

Chaque pile est reliée de part et d'autre au tablier par trente-cinq haubans inclinés; ils parviennent jusqu'à 160 mètres de la pile, et ne laissent ainsi sans soutien que le tiers de la plate-forme de la grande travée.

Le tablier est divisé en cinq zones par six poutres longitudinales qui donnent de la rigidité au système. Les quatre poutres de bord *n* (*fig.* 525) ont $2^{m},20$ de hauteur, et les deux poutres centrales *p*, $3^{m},80$.

Fig. 525.



Les deux zones des bords A, A sont des voies charretières de $5^{m},70$ de largeur; chacune d'elles est munie de deux systèmes d'ornières en fer.

Les zones intermédiaires B, B sont deux voies ferrées simples et ont $4^{m},32$ de largeur.

La zone centrale C, qui a 3 mètres de largeur, est occupée

par une passerelle pour les piétons, qui se trouve à $2^{m},20$ au-dessus du tablier. Les lettres *m* désignent des poutres armées qui servent de pièces de pont.

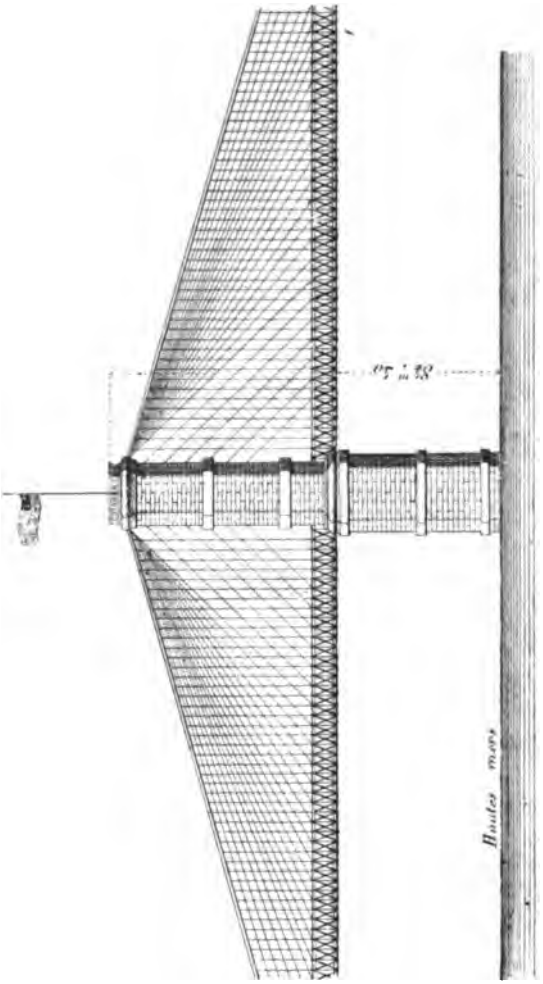


Fig. 526. — Élévation d'une pile.

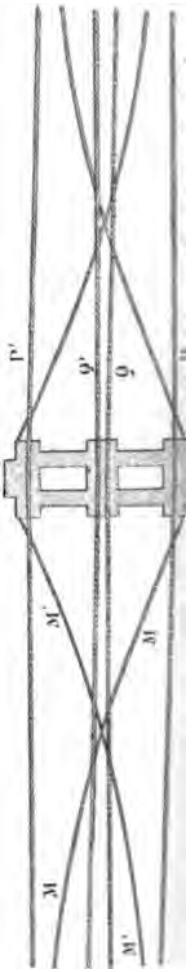


Fig. 527. — Plan.

La hauteur des piliers au-dessus du tablier est de $43^{m},23$.

Le poids de la superstructure de la travée centrale, y compris les quatre câbles, est évalué à 3483 tonnes.

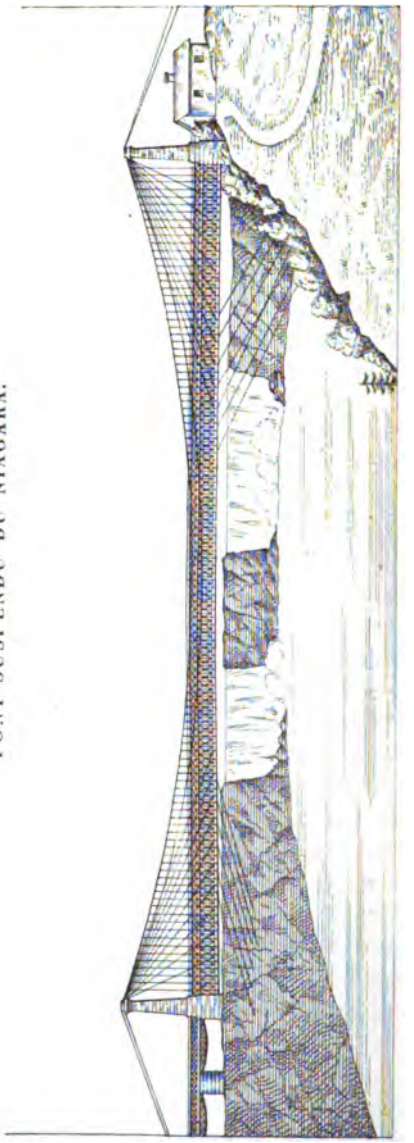
Sur la *fig.* 526, qui représente le plan du pont, les lettres P, P' désignent les câbles de suspension extérieurs, Q, Q' les câbles de suspension intérieurs, M, M' des câbles horizontaux fixés sous le tablier pour neutraliser les mouvements latéraux.

335. *Pont du Niagara.* — Ce pont (*fig.* 528 et 529) consiste en une véritable double poutre treillissée, d'une grande rigidité, soutenue à des câbles en fil de fer. En dessus il donne passage à un chemin de fer et en dessous à une route charretière. Il a 246 mètres de portée et se trouve à 74 mètres au-dessus du niveau moyen de la rivière. Il y a quatre câbles de suspension, dont deux soutiennent directement le tablier du chemin de fer et les deux autres celui de la route; le nombre des tiges de suspension est de 624. Le poids total du pont (qui n'a coûté que 2 millions) est de 906 tonnes, et la charge accidentelle provenant du passage des trains et de la circulation sur la route atteint au plus 226 tonnes. La section des tiges de suspension a été calculée de manière que ces tiges puissent résister non-seulement à l'action de la plus forte charge, mais encore et en même temps à l'action soudaine d'un ouragan. La largeur du tube est de $7^m,32$ et la hauteur de $6^m,10$. Malgré des longrines de $1^m,52$ d'épaisseur et un fort treillis assurant une rigidité suffisante contre l'action d'un fort coup de vent, pour parer à toutes les éventualités, on a fixé le tablier inférieur, soit au rocher des rives, soit à d'énormes blocs détachés, au moyen de cinquante-six tirants métalliques. D'ailleurs, depuis 1856, époque à laquelle il a été livré à la circulation, il a subi l'action de vents violents et de quelques ouragans sans avoir éprouvé de déplacements appréciables.

Chose singulière, un train très chargé, marchant avec une vitesse de 36 kilomètres à l'heure, produit moins d'ébranlement que vingt-cinq têtes de bétail allant au trot. Il est probable qu'un corps de troupes marchant au pas ordinaire produirait plus d'effet encore. Quoi qu'il en soit, on n'admet à la fois sur le pont que trois groupes de vingt têtes de bétail, conduits chacun par un homme qui a reçu l'ordre formel de ne pas laisser prendre le trot.

Fig. 528.

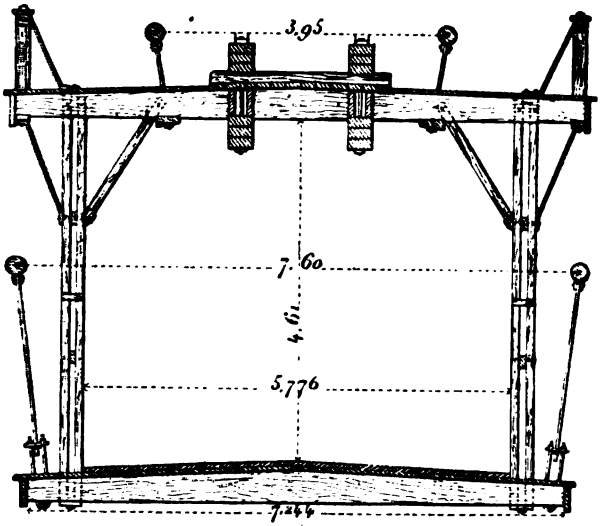
PONT SUSPENDU DU NIAGARA.



Elévation.

Nous ferons remarquer, en terminant, que plus la portée d'un pont suspendu pour chemin de fer est grande, plus les inconvénients relatifs à la flexibilité des supports sont faibles,

Fig. 529.



Coupe transversale.

et cela parce que la masse d'un train devient relativement petite par rapport à celle de la construction.

§ II. — *Théorie des ponts suspendus.*

336. *Détermination des tensions dans les câbles.* — Nous nous placerons dans les conditions de la charge d'épreuve, c'est-à-dire que nous supposerons une charge uniformément répartie sur toutes les tiges de suspension.

Soient

A_n, $A_{n'}$ les sommets de deux piliers consécutifs d'un câble, le premier étant censé au moins aussi élevé que l'autre;

h, h' leurs hauteurs respectives au-dessus de l'horizontale xx du point le plus bas A_0, ligne dont la position est donnée;

$A_1, A_2, \ldots, A_{n-1}$ les attaches successives des tiges de suspension de la portion du câble comprise entre A_n et A_0 en partant de A_0;

$A'_1, A'_2, \ldots, A'_{n'-1}$ les attaches des autres tiges de suspension;

A_0y la portion de la verticale du point A_0 située au-dessus de l'horizontale A_0x de ce point;

l l'équidistance des tiges;

x_i, y_i les coordonnées du sommet A_i;

p la charge que doit supporter chaque tige;

τ' et θ' les composantes horizontale et verticale de la tension du côté $A_0A'_1$.

La portion $A_0A_1 \ldots A_i$ du câble étant en équilibre sous l'action des composantes τ' et θ' des forces appliquées aux points $A_0, \ldots, A_i$ et de la tension du côté A_iA_{i+1}, il vient, en prenant les moments par rapport à A_i,

$$(1) \qquad \tau' y_i = pl + 2pl + \ldots + ipl - \theta' il = (1+i)\frac{i}{2} pl - \theta' il.$$

Pour $i = n$, on a $y_i = n$, d'où la relation

$$(2) \qquad \tau' h = (1+n)\frac{n}{2} pl - \theta' nl.$$

En désignant par τ et θ les composantes horizontale et verticale de la tension du côté $A_0A'_1$, nous aurons, en considérant de la même manière l'autre portion du câble,

$$(2') \qquad \tau h' = (1+n')\frac{n'}{2} pl - \theta n' l.$$

Les forces $\tau, \tau', \theta, \theta'$ et p se faisant équilibre au point A_0, on doit avoir

$$(3) \qquad \begin{cases} \tau = \tau', \\ \theta + \theta' = p. \end{cases}$$

Nous avons ainsi le nombre voulu d'équations pour déterminer les inconnues $\tau, \tau', \theta, \theta'$.

De l'élimination de $\tau = \tau'$ entre les équations (2) et (2') résulte la relation suivante,

$$(1+n)\frac{np}{2h} - \frac{\theta' n}{h} = (1+n')\frac{n'p}{2h'} - \frac{\theta n'}{p'};$$

qui, en ayant égard à la seconde des formules (3), donne

$$\theta\left(\frac{n}{h}+\frac{n'}{h'}\right)=\left[(1+n')\frac{n'}{h'}-(n-1)\frac{n}{h}\right]\frac{p}{2}, \tag{4}$$

$$\theta'\left(\frac{n}{h}+\frac{n'}{h'}\right)=\left[(1+n)\frac{n}{h}-(n'-1)\frac{n'}{h'}\right]\frac{p}{2}. \tag{4'}$$

Comme, par hypothèse, le point A_0 est le sommet inférieur du polygone funiculaire, il faut que θ et θ' soient positifs ou que l'on ait

$$\begin{cases}(1+n')\dfrac{n'}{h'}-(n-1)\dfrac{n}{h}\geq 0,\\[2ex](1+n)\dfrac{n}{h}-(n'-1)\dfrac{n'}{h'}\geq 0.\end{cases} \tag{5}$$

Dans le cas où le premier membre de l'une de ces inégalités est nul, le côté correspondant est horizontal (¹).

Les conditions (5) établissent des limites pour les valeurs de n et de n'; d'autre part, on ne peut donner aux tiges de suspension que des sections restreintes dans certaines limites, ce qui équivaut à fixer *a priori* le nombre total

$$N=n+n'+1 \tag{6'}$$

des tiges, d'où une nouvelle condition qui rend le problème assez complexe.

Il nous semble que la meilleure solution pratique consisterait à faire en sorte que la valeur absolue de $\theta-\theta'$ soit rendue aussi petite que possible. (Il n'y a, en effet, que dans

---

(¹) Si $h=h'$, il faut, pour que θ' soit nul, que

$$(1+n)n-(n'-1)n'=0,$$

condition qui est satisfaite par $n=n'-1$; le nombre des sommets est alors pair, et le polygone funiculaire a un côté horizontal qui détermine sa partie inférieure.

Si nous supposons $n=n'$, on trouve

$$\theta=\theta'=\frac{p}{2},$$

ce qui est visible *a priori*.

des cas très-particuliers que l'on peut avoir $\theta = \theta' = 0$ avec la condition que n et n' soient des nombres entiers.) Dans cette hypothèse, les deux côtés les plus bas du polygone funiculaire seraient, à peu de chose près, également inclinés sur l'horizon, et l'on se trouverait ainsi dans d'excellentes conditions. On pourra peut-être objecter que les tensions maxima du câble aux points A_n, $A_{n'}$ différeraient un peu trop entre elles; mais ces tensions sont représentées par des radicaux dépendant de p en facteur et de n, n'; de sorte que la différence en question sera généralement insensible.

Posant donc $\theta = \theta'$, les équations (4) et (4′) nous donneront, par l'élimination de θ,

$$\frac{n}{n'} = \sqrt{\frac{h}{h'}}, \tag{7}$$

et cette relation, jointe à la formule (6), permettra de déterminer les valeurs n et n' en nombres entiers, valeurs que nous supposerons connues dorénavant.

D'après l'équation (3), on a

$$\theta = \theta' = \frac{p}{2},$$

et l'une ou l'autre des équations (2) et (2′) donne

$$\tau = \tau' = \frac{pln^2}{2h} = \frac{pl^2n'^2}{2h'}. \tag{8}$$

En posant $x = il$ et supprimant l'indice de y, la formule 1 devient

$$y = \frac{px^2}{2\tau l}, \tag{9}$$

équation d'une parabole passant par tous les sommets du polygone funiculaire et tangente à A_0x. Le tracé de cette parabole donnera la forme du câble mis en charge (abstraction faite de l'influence de la température, sur laquelle nous reviendrons plus loin) et permettra d'obtenir graphiquement la longueur qu'il convient de lui donner.

La tension T_n du côté $A_{n-1}A_n$ étant la résultante de np, θ' et τ', on a

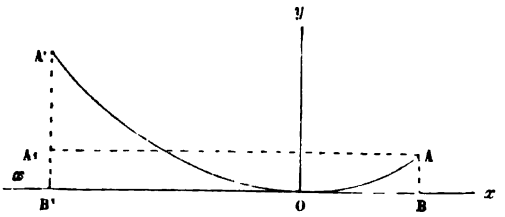
$$T_n = \sqrt{(np-\theta')^2+\tau'^2} = \sqrt{(n-\tfrac{1}{2})^2p^2+\tau^2}, \tag{10}$$

et c'est d'après cette valeur, si n est plus grand que n', que l'on calculera la section du câble.

337. *De l'influence des variations de température sur les câbles.* — Comme la déformation d'un câble due à une variation de température est très-faible, on peut, sans grande erreur, substituer au polygone funiculaire formé par le câble la parabole passant par ses sommets. On peut en outre, et par approximation, admettre que les sommets des poulies ou rouleaux sont des points fixes, hypothèse qui peut, d'autre part, se justifier en raison des frottements relatifs aux supports et des chambres, peu accessibles aux changements de température, dans lesquelles les poulies sont généralement disposées.

Soient (*fig.* 53o)

Fig. 53o.



A, A′ les points fixes du câble, le second de ces points étant censé se trouver au niveau le plus élevé;

O le sommet de la parabole à la température ordinaire t;

Oy, Ox la verticale et l'horizontale de ce point, dont les sens positifs sont dirigés l'un au-dessus de l'horizon, l'autre dans la direction de A;

B, B′ les projections de A, A′ sur la direction de Ox, et A_1 celle de A sur A′B′;

$a = BB'$ l'ouverture de la travée;

$A'A_1 = b$ la différence de hauteur des poulies, qui sont des

constantes absolument fixes, c'est-à-dire indépendantes de la température;

$\chi = OB$, $\eta = AB$ les coordonnées de A;

L la longueur de l'arc AOA' à la température t;

$$y = Kx^2 \tag{1}$$

l'équation de la parabole dans laquelle on a

$$K = \frac{p}{2\tau l}, \tag{2}$$

l désignant l'équidistance des tiges de suspension, τ la tension au sommet du polygone funiculaire, p l'effort de traction exercé sur chaque tige de suspension.

Comme en général le maximum de $\frac{dy}{dx}$ atteint au plus $\frac{1}{4}$, on peut sans inconvénient négliger la quatrième puissance de ce coefficient et prendre pour l'élément de l'arc parabolique

$$ds = \left(1 + \frac{1}{2}\frac{dy^2}{dx^2}\right)dx = (1 + 2K^2x^2)\,dx,$$

d'où, en intégrant entre les limites $x = \chi$, $x = -(a - \chi)$,

$$L = a + \frac{2K^2}{3}[\chi^3 + (a-\chi)^3]; \tag{3}$$

nous avons d'ailleurs

$$\eta = K\chi^2, \tag{4}$$

$$\eta + b = K(a-\chi)^2, \tag{5}$$

d'où

$$K = \frac{\eta + b}{(a-\chi)^2}, \tag{6}$$

$$b = K[(a-\chi)^2 - \chi^2]. \tag{7}$$

Si la température éprouve une variation δt, les quantités K, L, η, χ éprouveront elles-mêmes des variations que nous désignerons par la caractéristique δ et dont nous négligerons les puissances supérieures à la première. La formule (3) nous donnera alors, en désignant par α le coefficient de dilatation du métal et posant par suite $\delta L = \alpha L\,\delta t$,

$$\alpha L\,\delta t = \tfrac{1}{3}K[\chi^3 + (a-\chi)^3]\delta K + 2K^2[\chi^2 - (a-\chi)^2]\delta\chi$$

ou, en vertu des formules (3) et (7),

$$\alpha L\,\delta t = \frac{2(L-a)\,\delta K}{K} - 2Kb\,\delta\chi. \tag{8}$$

Or, de la formule (7) on déduit

$$\delta K[(a-\chi)^2-\chi^2] - 2Ka\,\delta\chi = 0,$$

d'où

$$\delta\chi = \frac{b\,\delta K}{2K^2 a}. \tag{9}$$

Il vient, par suite,

$$\alpha L\,\delta t = \frac{1}{K}\left[2(L-a) - \frac{b^2}{a}\right]\delta K,$$

et, en remplaçant K par sa valeur (6),

$$\delta K = \frac{\alpha L(\eta+b)\,\delta t}{\left[2(L-a)-\frac{b^2}{a}\right](a-\chi)^2}. \tag{10}$$

La formule (2) fera ensuite connaître la variation éprouvée par la tension τ, soit

$$\delta\tau = -\frac{p}{2l}\frac{\delta K}{K^2}. \tag{11}$$

L'équation (5) nous donne, pour la variation de la flèche,

$$\delta\eta = (a-\chi)^2 - 2K(a-\chi)\,\delta\chi$$

ou

$$\delta\eta = (a-\chi)^2\left[1 - \frac{(a-\chi)b}{(\eta+b)a}\right]\delta K. \tag{12}$$

Cas particuliers : 1° *Les piliers sont d'égale hauteur.* — On a

$$\chi = \frac{a}{2}, \quad b = 0, \quad K = \frac{4\eta}{a^2},$$

puis

$$L - a = \frac{8}{3}\frac{\eta^2}{a}.$$

$$\delta K = \frac{3\alpha L\,\delta t}{2\eta a},$$

$$\delta\eta = \frac{3}{8}\frac{\alpha L a}{\eta}\delta t.$$

En se reportant à la formule (11), on voit qu'une augmentation de température a pour effet de diminuer l'intensité de la tension horizontale τ au sommet de la parabole.

2° *La hauteur de l'un des piliers est nulle.* — Ce cas est à peu près celui du pont suspendu du Gotteron à Fribourg (Suisse), et des demi-travées terminales du pont de Mannheim. Nous avons ici

$$\eta = 0, \quad \chi = 0, \quad b = \frac{1}{K}a^2,$$

$$L - a = \frac{2}{4}K^2a^3 = \frac{2}{3}\frac{b^2}{a},$$

$$\delta K = -\frac{3\alpha L\,\delta t}{ab},$$

$$\delta\chi = -\frac{3}{2}\frac{a^2}{b^2}\alpha L\,\delta t, \quad \delta\eta = 0.$$

Ainsi le sommet se déplace vers le point B', mais en restant sur la tangente en ce dernier point, du moins aux termes du second ordre près. Il résulte aussi de ce qui précède et de la formule (11) qu'un accroissement de température fait augmenter la tension horizontale τ.

338. *Des effets de l'élasticité sur les résultats de la mise en place des câbles.* — Dans le calcul des câbles des ponts suspendus on fait abstraction, ainsi que nous l'avons admis, de l'élasticité de ces câbles. Cependant ce dernier élément peut produire certaines perturbations dont il nous paraît intéressant d'apprécier l'importance.

Les câbles qui partent des sommets de piliers d'égale hauteur sont les seuls qui, suivant nous, méritent d'attirer quelque attention, et effectivement ceux dont les sommets se trouvent très voisins des amarres ne peuvent être que très-secondairement influencés par les effets de l'élasticité en ce qui concerne le tablier.

Nous nous placerons donc uniquement dans les conditions du premier cas, et nous considérerons en même temps deux arcs paraboliques, l'un (A) correspondant à l'hypothèse de l'inextensibilité du câble, et l'autre (A') qui se rapporte à la réalité.

Comme ces deux arcs diffèrent très-peu l'un de l'autre, nous pourrons sans inconvénient calculer la tension du câble en un point comme si elle se rapportait à (A), ce qui revient, en définitive, à négliger, dans les résultats, les termes du second ordre.

Pour plus de simplicité, nous supposerons que la charge, que nous représenterons par p, est uniformément répartie sur la corde, ce qui ne peut nous conduire à des erreurs appréciables.

Soient

O le sommet de la parabole (A);
Ox, Oy son horizontale et sa verticale;
B, B′ les points d'attache du câble;
$\chi = OA = OA'$, $n = AB = A'B'$ les coordonnées de ces points;
T la tension de (A) au point m, dont les coordonnées sont x et y;
α l'inclinaison de sa direction sur Ox;
Ω la section du câble et E le coefficient d'élasticité du fer;

$$y = Kx^2 \tag{1}$$

l'équation de la parabole (A).

Comme la composante verticale de T fait équilibre à la charge px supportée par Om, nous avons

$$T \sin\alpha = px.$$

Or, l'équation (1) nous donnant

$$\sin\alpha = \frac{2Kx}{\sqrt{1+4K^2x^2}},$$

il vient

$$T = \frac{p\sqrt{1+4K^2x^2}}{2K}.$$

Soient ds l'élément d'arc au point (x, y) de (A), ds' ce qu'il devient en ayant égard à l'élasticité; nous avons

$$E\Omega\left(\frac{ds'-ds}{ds}\right) = T = \frac{p\sqrt{1+4K^2x^2}}{2K}.$$

Si l'on pose

$$n = \frac{p}{2E\Omega K}, \tag{2}$$

et si l'on remarque

$$ds = \sqrt{1 + 4K^2x^2}\,dx, \tag{3}$$

l'expression ci-dessus donne

$$ds' = ds + n(1 + 4K^2x^2)\,dx. \tag{4}$$

Désignons maintenant par L et L' les longueurs des arcs de (A) et (A'); nous aurons, en intégrant l'équation (4) entre les limites $x = \chi$, $x = -\chi$,

$$L' = L + 2n\chi(1 + \tfrac{4}{3}K^2\chi^2). \tag{5}$$

Maintenant nous avons, en négligeant la quatrième puissance de $\frac{dy}{dx}$,

$$L = 2\int_0^\chi \sqrt{1 + 4K^2x^2}\,dx = 2\int_0^\chi (1 + K^2x^2)\,dx = 2\chi\left(1 + \frac{2K^2\chi^2}{3}\right). \tag{6}$$

En appelant K' l'équivalent de K pour (A'), on a de même

$$L' = 2\chi\left(1 + \frac{2K'^2\chi^2}{3}\right). \tag{6'}$$

L'équation (5) devient, par suite,

$$(K' - K)(K' + K) = \frac{3n}{2\chi^2}(1 + \tfrac{4}{3}K'\chi^2).$$

Mais, au degré d'approximation convenu, on peut prendre $K + K' = 2K$; d'ailleurs, $n = K\chi^2$, et il vient ainsi

$$K' - K = \frac{3n}{4\eta}(1 + \tfrac{4}{3}K^2\chi^2).$$

Multipliant cette équation par χ^2 et appelant η' ce que devient η lorsque l'on tient compte de l'élasticité, et ayant d'ailleurs égard à la formule (6), on trouve, pour la variation éprouvée par la flèche,

$$\eta' - \eta = \frac{3n\chi}{4\eta}(L - \chi), \tag{7}$$

résultat d'une simplicité à laquelle on ne pouvait guère s'attendre.

339. *Stabilité des piliers.* — Connaissant en grandeur et en direction les tensions des deux brins d'un câble qui aboutissent à un pilier, d'après les formules établies plus haut, on déterminera leur résultante, et l'on tracera dans le profil du pilier la courbe des pressions correspondante, au moyen de laquelle on s'assurera si les conditions de stabilité sont remplies.

§ III. — *Des ponts métalliques soutenus par des arcs et des câbles.*

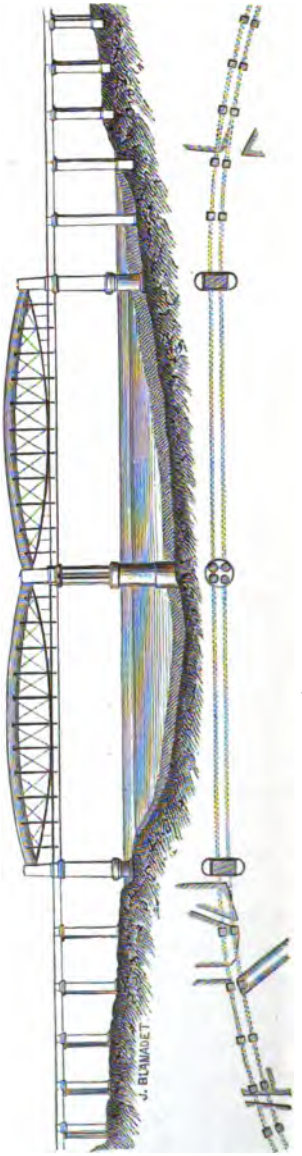
340. Ce système de ponts a été adopté en vue de pouvoir franchir de grands espaces, tout en faisant remplir à la construction les conditions de stabilité et de solidité les plus satisfaisantes.

341. *Pont de Salstash.* — Ce pont (*fig.* 531 à 538), dont il a été question au Chapitre IV (t. V), est, comme nous l'avons déjà dit, formé de deux travées, de $138^m,60$ de longueur mesurée d'axe en axe, s'appuyant sur une seule pile. Jeté sur la rivière de Tannar, il relie deux sections du chemin de fer de Cornwal. La hauteur du tablier est de $30^m,50$ au-dessus des plus hautes mers. On arrive au pont par dix-sept travées, formées de poutres droites en tôle sur piles en maçonnerie distantes, dans le sens longitudinal, de $21^m,35$ à $28^m,50$. Le système auquel a eu recours Brunnel pour établir un pont d'une aussi grande portée et dans les plus mauvaises conditions imaginables (1), et qu'il a appelé *bow-string* (arc-corde), est formé : 1° d'un arc tubulaire, dont la section est elliptique, concave vers le bas, composé de feuilles de tôle superposées avec rivets et couvre-joints ; 2° d'une chaîne reliant les extrémités du tube pour neutraliser sa poussée sur les appuis. L'arc est relié à la chaîne par des tiges verticales équidistantes qui se prolongent au delà de cette chaîne pour aboutir au tablier. Entre le câble et l'arc, les tiges servent de côtés latéraux à des croix de Saint-André. Au milieu de l'intervalle déterminé par

(1) Brunnel avait déjà appliqué ce système à la construction du pont de Windsor sur la Tamise. Plus tard il en fit l'application au pont de Chepstow.

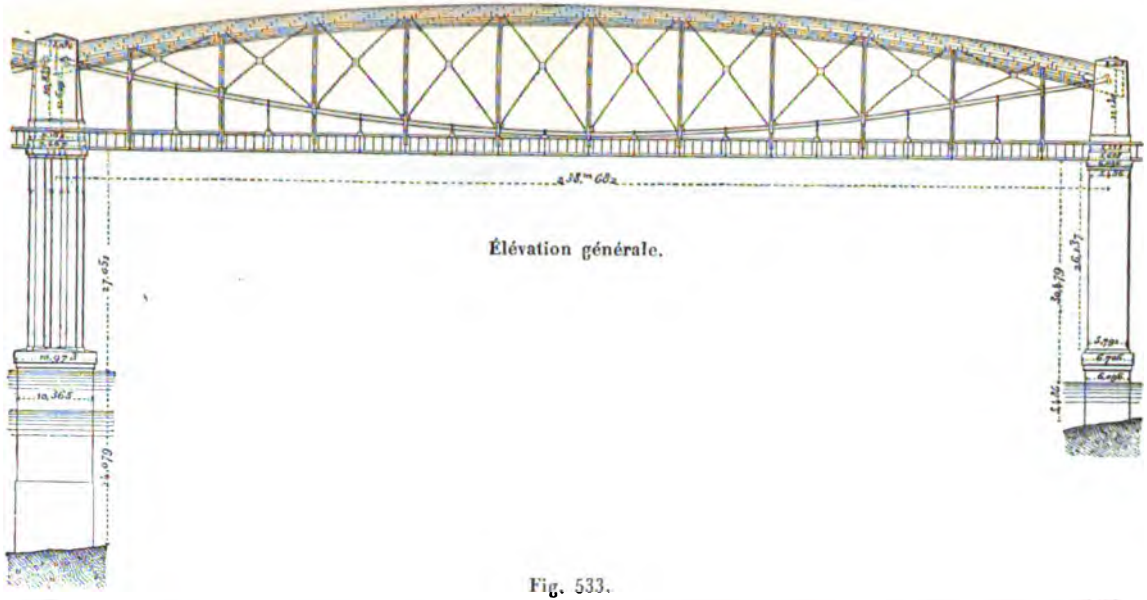
PONT DE SALSTASH.

Fig. 531.



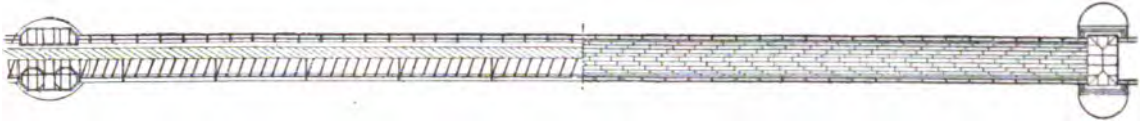
Élévation générale et plan.

Fig. 532.



Élévation générale.

Fig. 533.

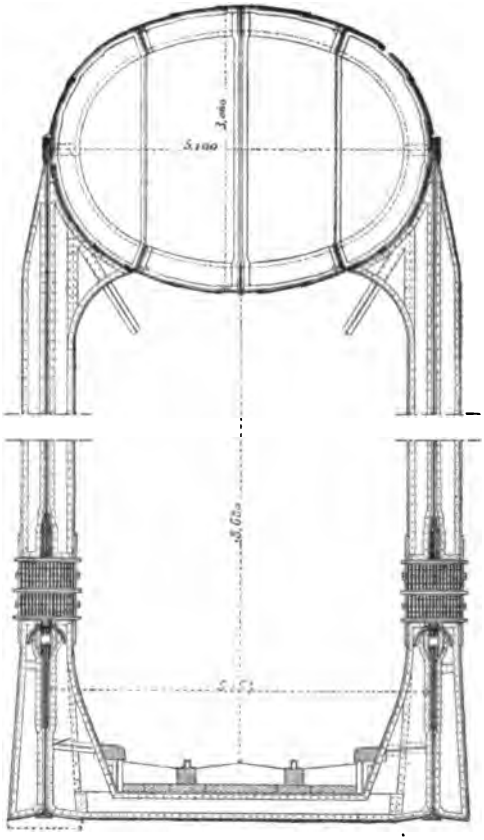


Demi-plan du tablier, dont une moitié est supposée enlevée.

Demi-plan de l'arc en tôle.

deux tiges consécutives, on a établi une autre tige reliant seulement la chaîne au tablier.

Fig. 534.

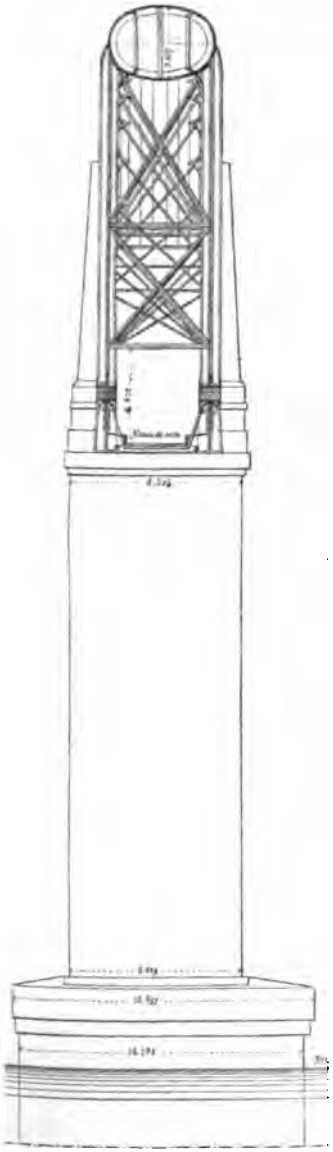


Coupe transversale d'un tube.

Chaque travée comprend trois bow-strings.

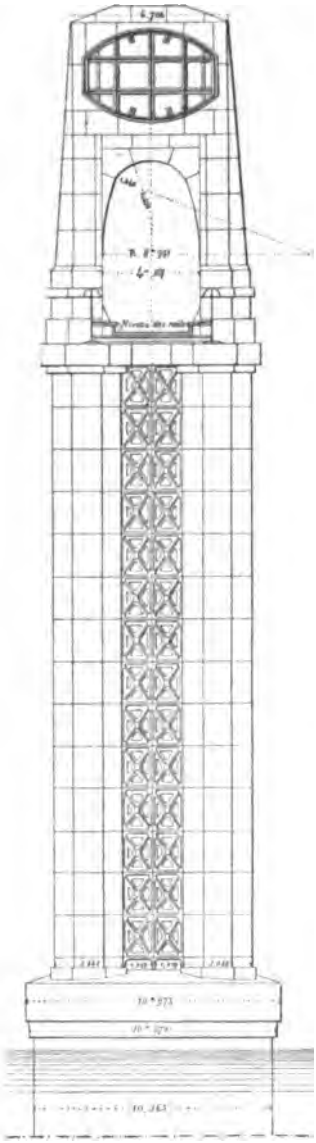
Le grand axe de la section elliptique, qui est horizontal, a $5^{m},102$ de longueur; l'autre axe a $3^{m},658$. Les pièces de pont sont obliques, de manière que chacune d'elles n'ait jamais à supporter qu'un essieu à la fois. Le plancher est formé de madriers établis sur les pièces de pont, mais qui sont inclinés sur

Fig. 535.



Coupe transversale au sommet d'une travée.

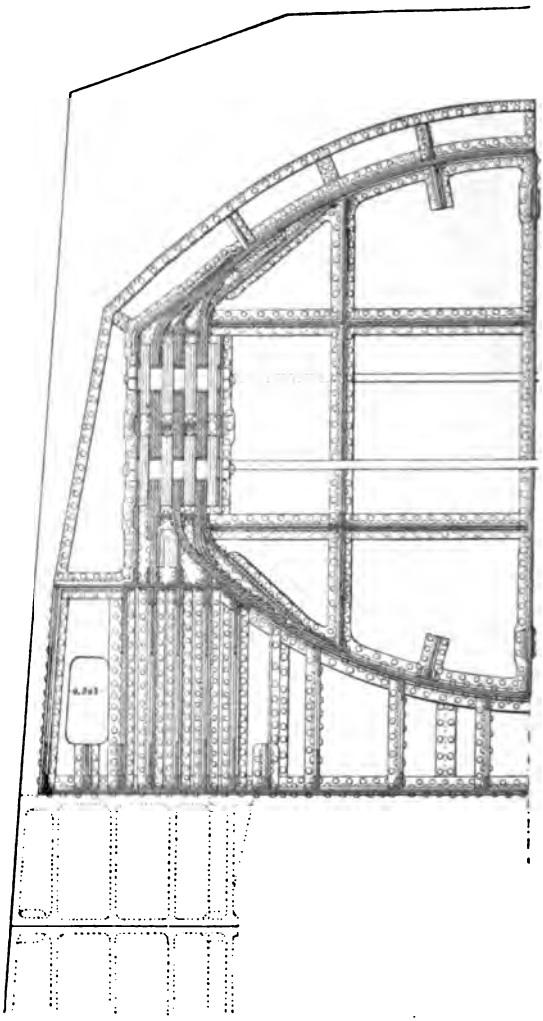
Fig. 536.



Coupe transversale au droit de la pile centrale.

l'axe de la voie en sens inverse de ces pièces. C'est sur ces

Fig. 537.

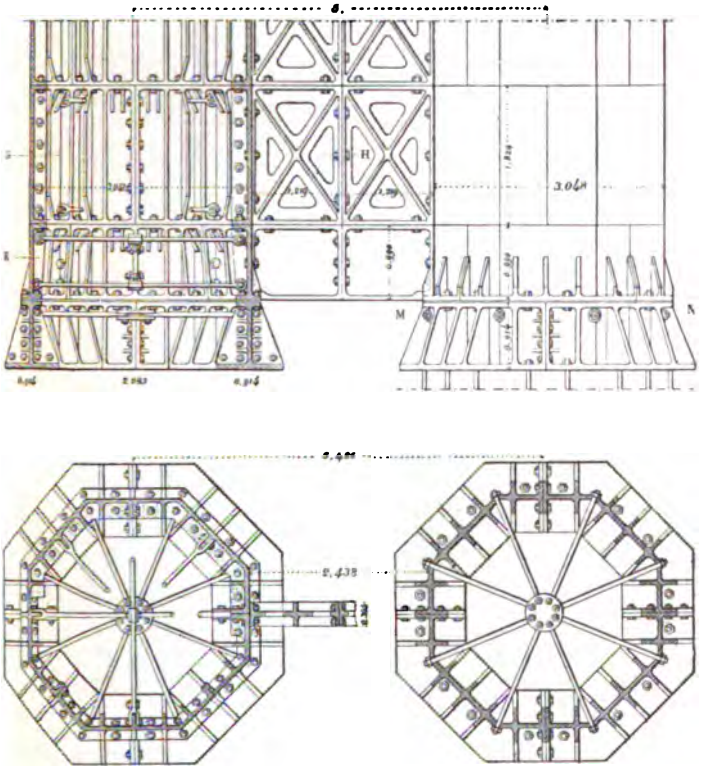


Détail de la coupe transversale au droit de la pile centrale.

madriers que reposent les longrines auxquelles les madriers sont fixés.

Chaque travée a été construite sur un échafaudage établi le long du rivage, au niveau de la haute mer. La travée a été ensuite poussée sur un autre échafaudage supporté par des

Fig. 538.

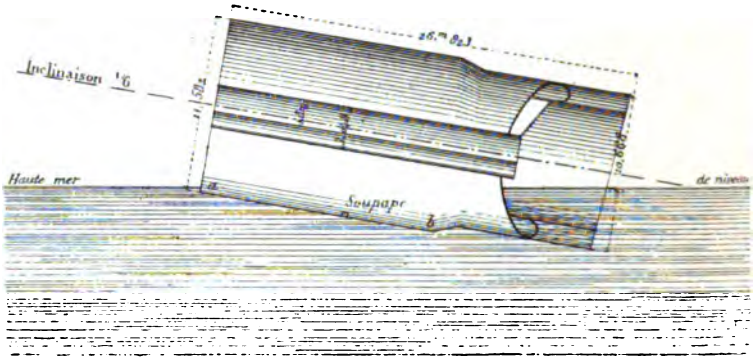


Piliers en fonte de la pile centrale.

pontons que l'on approchait du pied de la pile et des culées, au sommet desquelles la travée était hissée au moyen de presses hydrauliques.

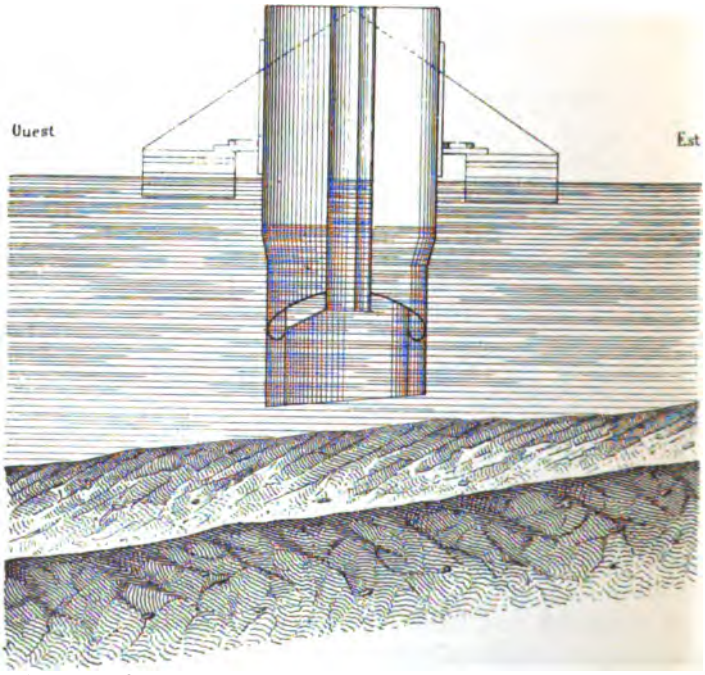
On reproche aux bow-strings : 1° d'exiger plus de métal qu'une poutre droite de même hauteur; 2° de vibrer plus facilement sous l'action de charges inégalement réparties, à moins

Fig. 539.



Caisson lesté et mis à flot

Fig. 540.



Coupe transversale du caisson au moment de l'échouage

que la masse du pont ne soit très considérable par rapport à

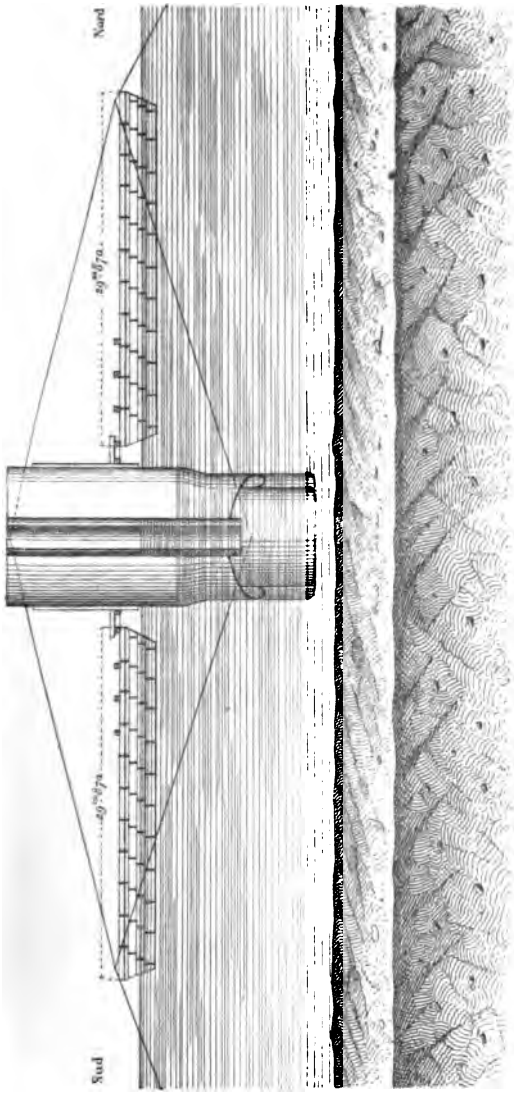


Fig. 511. Coupe longitudinale au moment de l'échouage.

celle de ses surcharges, ce qui expliquerait pourquoi Brunnel

a fait répandre du ballast sur le tablier; 3° de présenter certains

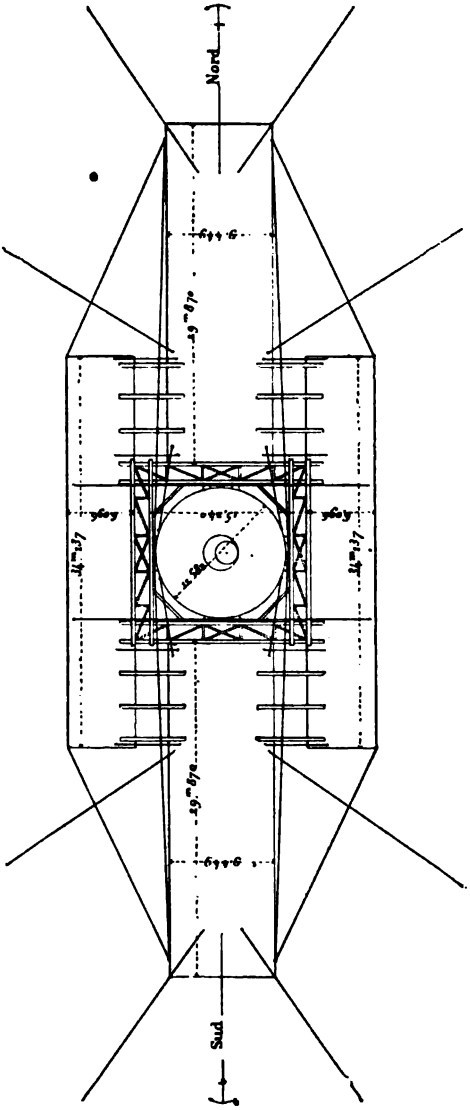
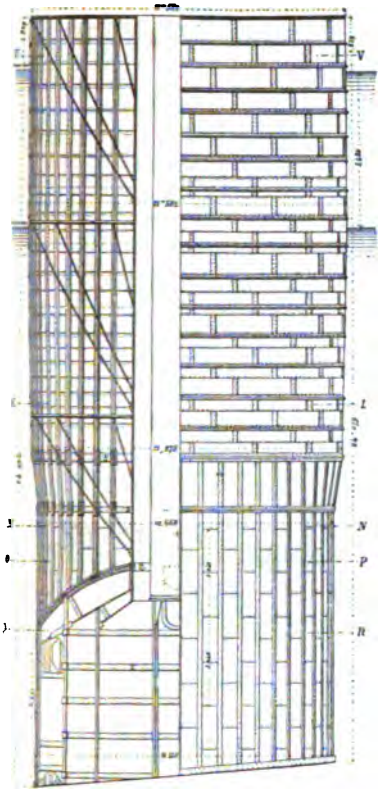


Fig. 542. Plan au moment de l'échouage.

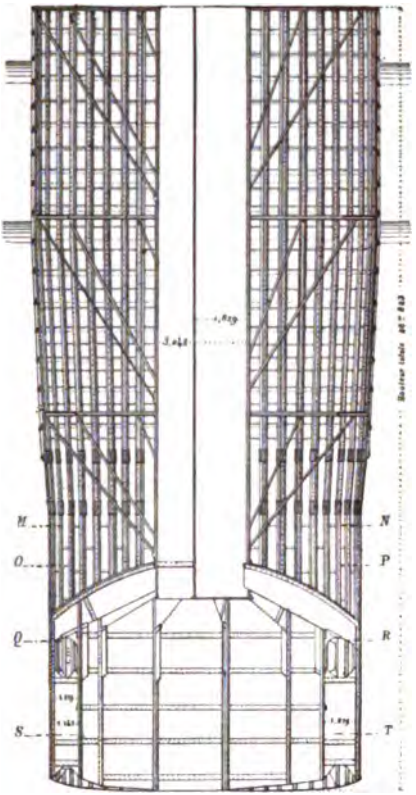
dangers dans le cas où la rupture viendrait à se produire.

Fig. 543.



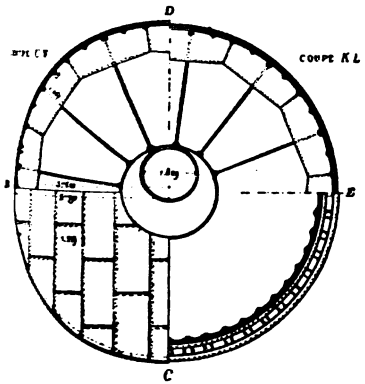
Coupe verticale du caisson suivant IH.

Fig. 544.



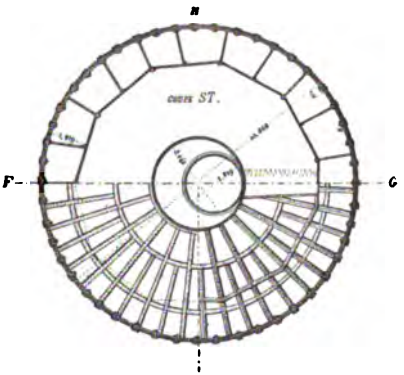
Coupe verticale du caisson suivant CD, FG.

Fig. 545.



Plans à diverses hauteurs.

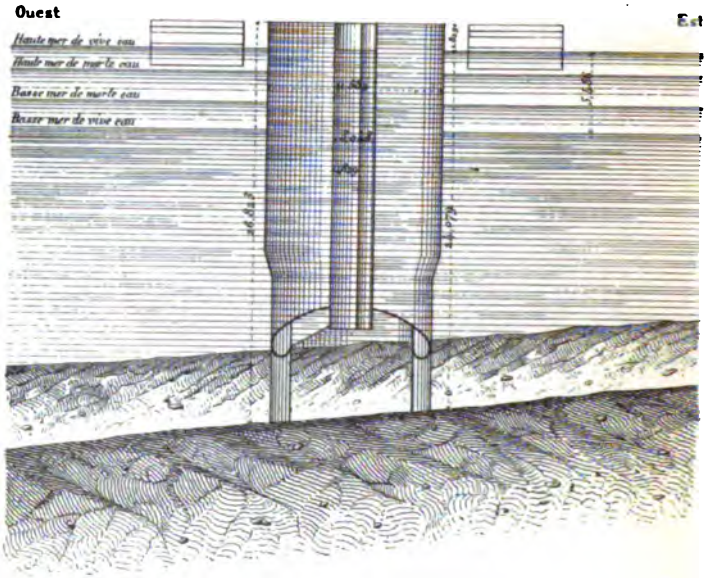
Fig. 546.



Plans à diverses hauteurs.

Les *fig.* 539 à 547 donnent les détails qui se rapportent au mode de fondation adopté et sur lequel nous n'avons pas à revenir.

Fig. 547.



Caisson échoué.

342. *Ponts du système Pauli* (*fig.* 548). — Ce système, très-répandu en Allemagne, offre la plus grande analogie avec le précédent.

A la section elliptique de l'arc on substitue une section rectangulaire. Le câble est remplacé par un arc inférieur, formé de bandes de fer plates réunies au moyen de boulons coniques et dont les joints alternants sont consolidés soit par des clavettes, soit par des couvre-joints; si l'arc dont il s'agit doit avoir une section considérable, on juxtapose deux cours de lames, afin de n'employer que des fers de petit échantillon, qui résistent mieux à la traction.

Les arcs supérieur et inférieur sont réunis à leurs extrémités correspondantes par un sabot en fonte, et mieux en fer, capable de résister aux efforts tranchants développés sur les appuis.

Les montants verticaux qui supportent le tablier sont formés de cornières, et leur section est celle d'une croix ou d'un

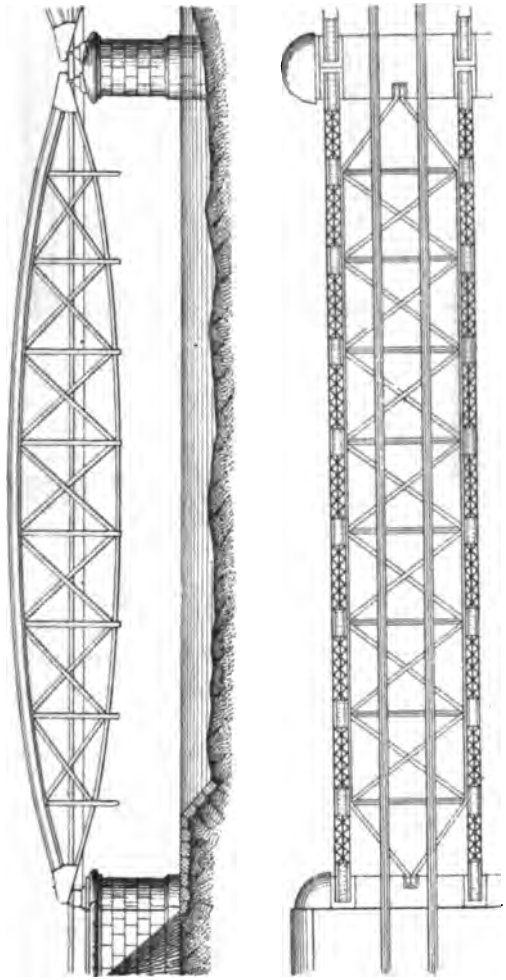
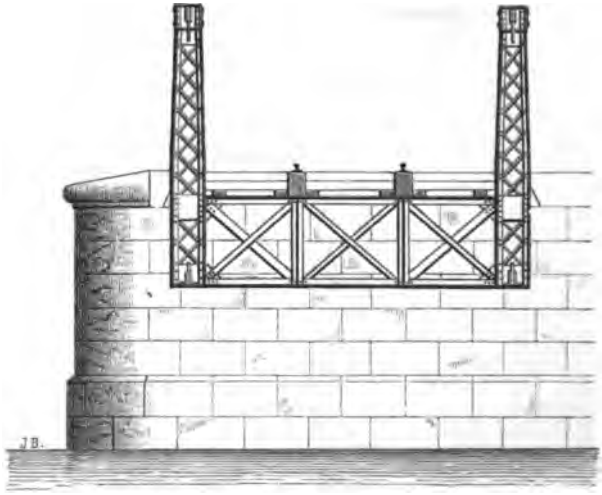


Fig. 548. Élévation et plan d'une travée.

double T. Ils sont fixés à l'arc supérieur par des boulons et reposent sur l'arc inférieur avec lequel ils sont assemblés, de manière à éviter son glissement. Ces montants supportent les pièces de pont.

Les croix de Saint-André sont formées de lames de fer plat boulonnées à leurs extrémités sur des goussets rivés aux arcs et aux montants.

Fig. 519.



Coupe en travers.

L'extrémité de chaque ferme repose sur un rouleau en acier maintenu par des ergots ayant pour but d'éviter tout plissement longitudinal et transversal. Cette disposition a pour objet de ramener dans l'axe des points d'appui, quelle que soit la flexion de la ferme.

Suivant M. Pauli, son système aurait pour principal avantage de réaliser une grande économie de métal.

CHAPITRE XIII.

DES PONTS-LEVIS.

343. Lorsqu'il devient necessaire de pouvoir établir ou supprimer à volonté la communication entre les deux tronçons d'une voie coupée par un canal ou un fossé, on fait usage des *ponts tournants*, dont il sera question dans un autre Chapitre, et des *ponts-levis*. Quoique les ponts-levis soient peu employés dans les constructions civiles (sur les canaux pour livrer passage aux bateaux, etc.) et qu'ils rentrent presque exclusivement dans le domaine du génie militaire, nous croyons cependant devoir nous y arrêter et faire connaître les systèmes les plus ingénieux qui ont été imaginés jusqu'à ce jour.

Un pont-levis se compose, en principe, d'un tablier en charpente ou en fer, mobile autour d'un axe horizontal situé sur le bord de la traversée dont il peut être utile d'interdire l'accès. Au moyen d'un mécanisme spécial, on peut, à volonté, établir le passage et relever verticalement le tablier de manière qu'il puisse remplir, s'il y a lieu, et du moins accessoirement, le rôle d'une porte.

Quand il s'agit de la défense des places, il faut que, en temps de siége, le tablier puisse être levé facilement sous les efforts simultanés de deux hommes agissant chacun sur une chaîne. Il convient donc de faire en sorte, théoriquement du moins, que le tablier se trouve en équilibre dans toutes les positions qu'il peut occuper.

344. *Pont-levis à flèche et à bascule.* — Ce système (*fig.* 550), l'un des plus anciens et des plus simples que l'on ait imaginés, était encore très-employé au commencement de ce siècle. Le

tablier, qui est en charpente, est maintenu en équilibre au moyen d'une *bascule* (cadre en charpente entretoisé), mobile autour d'un axe parallèle à celui du tablier, établie au-dessus du passage et qui est reliée par deux chaînes qui aboutissent aux

Fig. 55o.

extrémités opposées aux tourillons. Les deux longerons de la bascule, aux extrémités desquels sont fixées les chaînes, ont reçu le nom de *flèches*. L'extrémité de chaque flèche porte une chaîne terminée par une poignée, en vue de la manœuvre du pont.

Prenons pour plan de projection le plan vertical mené aux milieux des axes de rotation et dans lequel se trouvent comprises les forces ou résultantes des forces qui sollicitent le système.

Soient, dans une position quelconque du tablier (*fig.* 551),

OA, O′B les axes de figure du tablier et de la bascule ;

O, O′ les axes de rotation de ces deux pièces ;

2P, 2Q les poids, G, H les centres de gravité de ces mêmes pièces ;

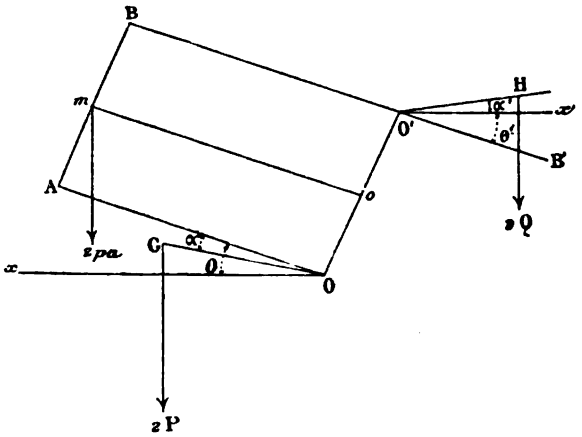
$OA = O'B = a$ la longueur commune du tablier et de la partie extérieure de la bascule ;

b, b' les longueurs OG, O′H ;

α, α' les angles qu'elles forment respectivement avec OA et le prolongement O'B' de O'B;
$\theta = AOx$ l'inclinaison de OA sur l'horizontale Ox de O;
d la longueur AB de chaque chaîne de retenue;
p le poids du mètre courant de ces chaînes (1).

On voit que le tablier, la partie extérieure de la bascule, les chaînes et les deux axes de rotation, quelle que soit la valeur

Fig. 551.



de θ, déterminent un parallélépipède, que par suite $OO' = AB$ et que l'angle formé par le prolongement O'B' de O'B avec l'horizontale $O'x'$ du point O' est égal à θ.

Le châssis qui forme la partie intérieure de la bascule porte un coffret destiné à recevoir les masses additionnelles nécessaires pour régler définitivement le contre-poids 2Q, dont la valeur approchée est déterminée d'après ce qui suit.

Le poids $2pd$ des chaînes passe au milieu m de AB, et, si le tablier tourne de l'angle $\delta\theta$ autour de O, m décrira l'arc de cercle $om\delta\theta = a\delta\theta$ autour du milieu o de OO'.

En invoquant le principe du travail virtuel et exprimant

(1) Soit environ 7 kilogrammes.

que les forces $2P$, $2Q$, $2pa$ se font équilibre sur le système, on trouve

$$Pb\cos(\theta-\alpha)+pda\cos\theta=Qb'\cos(\alpha'-\theta)$$

ou

$$(Pb\cos\alpha+pad-Qb'\cos\alpha')\cos\theta+(Pb\sin\alpha-Qb'\sin\alpha')\sin\theta=0.$$

Comme cette relation doit exister, quel que soit θ, il faut que les coefficients de $\sin\theta$ et $\cos\theta$ soient nuls, ce qui donne

$$Qb'\sin\alpha'=Pb\sin\alpha,$$
$$Qb'\cos\alpha'=Pb\cos\alpha+pad.$$

Comme le rapport $\frac{pad}{Pb}$ est toujours très-petit, on peut en négliger le carré, et les deux équations précédentes donnent, par suite,

$$\tang\alpha'=\tang\alpha\left(1-\frac{pad}{Pb\cos\alpha}\right),$$
$$\sin\alpha'=\sin\alpha\left(1-\frac{pad\cos\alpha}{Pb}\right),$$
$$Qb'=Pb\left(1-\frac{pad\cos\alpha}{Pb}\right).$$

Pour que l'équilibre du tablier soit indifférent, il faut donc que α' et Q aient des valeurs déterminées, tous les autres éléments de la question étant censés donnés.

Si l'on néglige le poids des chaînes, on a $\alpha=\alpha'$, $Qb'=Pb$; les deux droites OG et O'H doivent donc être parallèles, et le centre de gravité général occupe une position fixe sur la droite OO'.

Le parallélisme entre OA et O'B n'existe pas en réalité pendant le levage et la descente, en raison de la tension des chaînes, qui fait fléchir les flèches; il faut avoir égard à cette circonstance dans un projet d'établissement d'un pont-levis. La flexion des flèches croissant avec le temps, à mesure que les matériaux perdent de leur élasticité, il arrive généralement que dans les ponts-levis anciennement établis : 1° le tablier ne peut plus s'appliquer exactement contre les montants de la porte

et laissent ainsi un vide par lequel on peut s'introduire dans la place; 2° l'équilibre est impossible, même en plaçant, comme on le fait ordinairement, des surcharges dans le coffret de la bascule; en effet, pour certaines positions, l'inflexion permanente des flèches atteignant souvent $0^m,16$, le centre de gravité général ne reste plus à la même hauteur, et il faut développer un effort pour l'élever ou pour l'empêcher de baisser. Lorsqu'un pont-levis est récemment posé et que son équilibre est bien établi, il faut au plus un homme pour le manœuvrer, c'est-à-dire un effort de 25 à 30 kilogrammes, le tablier pesât-il 3000 kilogrammes; mais, d'après l'expérience, il faudrait au moins, au bout de deux années, quatre hommes pour faire facilement la manœuvre. Le changement de densité éprouvé par le bois et l'augmentation du poids du tablier ne sont pas les causes qui exercent le plus d'influence, comme le démontre l'usage d'autres systèmes exempts des inconvénients inhérents à la flexion des pièces.

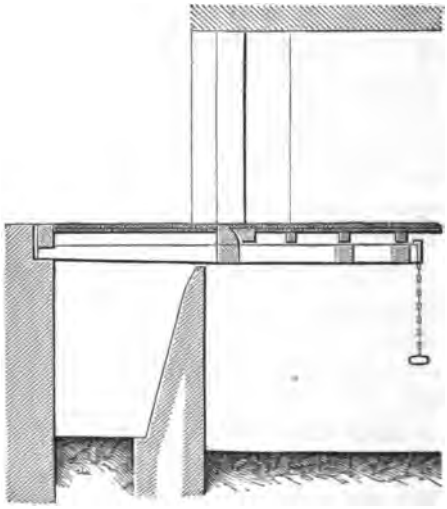
La première chose à faire pour corriger, au bout d'un certain temps d'usage, le défaut d'équilibre du pont consiste à vérifier la position des points d'attache des flèches et à les relever, si c'est possible, d'une quantité dont ils ont baissé depuis la mise en place.

Le pont-levis à flèches présente en outre les inconvénients suivants : 1° les flèches sont vues et battues au loin par l'ennemi, ce qui expose la sûreté du passage; 2° l'élévation de la bascule au-dessus du passage donne lieu à des accidents; 3° l'établissement de la bascule et des flèches crée des sujétions dans les passages couverts, qui obligent à sacrifier la solidité, souvent la sûreté, et à mutiler, par des coupures dans les corniches et les frontons, des constructions souvent remarquables au point de vue architectural.

345. *Ponts-levis à bascule en dessous.* — Pour remédier à ces derniers inconvénients, on a été conduit à placer la bascule à la suite du tablier (*fig.* 552), de manière que la partie antérieure des flèches se trouve au-dessous de son plancher et en supporte le poids; mais alors il faut pratiquer, en arrière des pieds-droits du passage, une cave pour loger la bascule dans

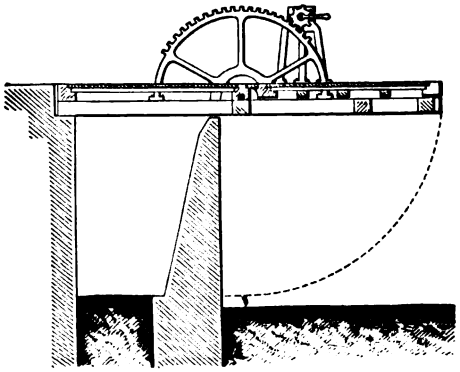
ses diverses positions, et, de plus, recouvrir cette cave par un second plancher en arrière de celui du tablier.

Fig. 552.



Ce système est défectueux non-seulement sous le rapport du surcroît de la dépense, mais encore au point de vue de la dé-

Fig. 553.



fense de la place, qui ne se trouve fermée que par un mur de masque très mince et mal relié à l'escarpe.

En Hollande, on place sur le tablier un secteur denté, manœuvré par un treuil et une manivelle (*fig.* 553).

346. *De l'influence du poids des chaînes sur l'équilibre des ponts-levis dits à chaînes.* — Dans ce qui suit, nous ne nous occuperons que des ponts-levis dont le tablier est soulevé par l'intermédiaire de deux chaînes partant soit de ses angles extérieurs, soit des régions extrêmes des garde-corps. Ces chaînes sont maintenues dans deux plans verticaux perpendiculaires à l'axe de rotation du tablier, en passant sur deux poulies de renvoi identiques, mobiles autour d'un axe parallèle au précédent. Elles aboutissent ensuite à des contre-poids, sur la disposition desquels nous n'avons pas à nous arrêter quant à présent.

Les longueurs des portions des chaînes situées de part et d'autre des poulies dépendant de la position du tablier, les poids de ces éléments doivent jouer un certain rôle dans les conditions d'équilibre du pont.

MM. Peaucellier et Wagner (1) sont les premiers qui aient bien mis en évidence l'influence de cette cause perturbatrice. Nous allons reproduire, à quelque différence près, la théorie de ces savants officiers.

Il est évident que chaque chaîne se comporte comme si elle était isolée, en supposant qu'elle soit sollicitée par la moitié P du tablier, censée appliquée à la projection G du centre de gravité de cette pièce sur le plan de la chaîne, qui sera celui de la figure.

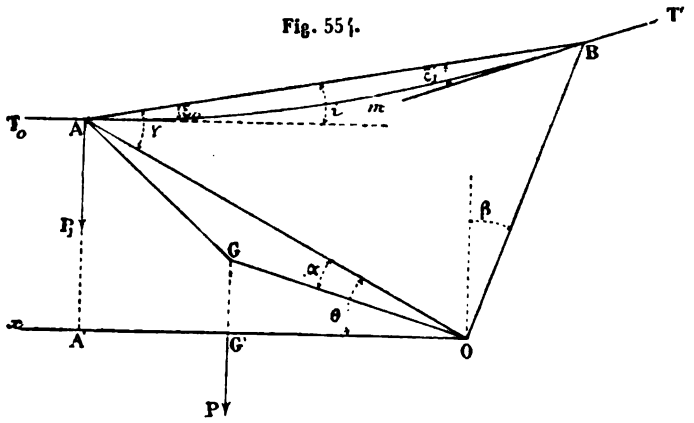
Soient (*fig.* 554)

Ox l'horizontale de la trace O de l'axe du tablier ;
A le point d'attache de la chaîne A m B ;
B son point de contact avec la poulie de renvoi ;
θ l'angle AOx qui détermine chaque position du tablier ;
a, b, d les longueurs OA, OG, OB ;
α, β les angles formés respectivement par OA avec OG et par OB avec la verticale ;

(1) *Mémoire sur l'amélioration des ponts-levis et des entrées des places fortes* (*Mémorial de l'Officier du génie*, n° 18).

u la longueur de la corde AB;
T_0, T_1 les tensions de la chaîne en A et B;
ε_0, ε_1 les angles aigus que forment leurs directions avec AB;
γ l'angle BAO;
i l'angle formé par AB avec l'horizon;
A', G' les projections de A et G sur Ox;
p le poids du mètre courant de la chaîne.

Fig. 55.



Le poids P, appliqué en G, se décompose en deux forces, l'une appliquée en O, qui est détruite, l'autre P_1 en A, qui a pour expression

$$(a) \qquad P_1 = P\frac{OG'}{OA'} = Pb\frac{\cos(\theta-\alpha)}{a\cos\theta}.$$

Cette dernière se décompose elle-même en deux autres, l'une suivant AO, dont nous n'avons pas à nous occuper, l'autre parallèle à la tension T_0, à laquelle elle est égale et opposée, et l'on voit facilement que

$$T_0 = P\frac{\cos\theta}{\sin(\gamma-\varepsilon_0)}.$$

Comme P, par suite T_0, est relativement grand par rapport à pu, on peut négliger les quantités de l'ordre p^2u^2, ou de ε_0^2, ε_1^2. La formule précédente donne, par suite,

$$T_0 = P_1\frac{\cos\theta}{\sin\gamma}(1+\varepsilon_0\cot\gamma),$$

ou, au même degré d'approximation,

$$T_0 = P_1 \frac{\cos\theta}{\sin\gamma} + T_0 \varepsilon_0 \cot\gamma,$$

ou encore, en vertu de la formule (a),

$$(b) \qquad T_0 = P b \frac{\cos(\theta - \alpha)}{a \sin\gamma} + T_0 \varepsilon_0 \cot\gamma.$$

Comme l'élément d'arc de AmB ne diffère de sa projection sur la corde AB que d'une quantité du second ordre, on peut admettre que le poids p est uniformément réparti sur cette corde et qu'il donne lieu à une résultante pu, appliquée au milieu de la même corde, qui fera équilibre à T_0 et T_1. On voit alors que

$$(1) \qquad T_1 = T_0 + pu \sin i,$$

$$(1') \qquad T_0 \varepsilon_0 = T_1 \varepsilon_1 = \frac{pu}{2} \cos i,$$

d'où

$$(2) \qquad \varepsilon_0 = \frac{pu \cos i}{2 T_0},$$

$$(2') \qquad \varepsilon_1 = \frac{pu \cos i}{2 T_1} = \frac{pu \cos i}{2(T_0 + pu \sin i)} = \frac{pu \cos i}{2 T_0}\left(1 - pu \frac{\sin i}{T_0}\right).$$

Des formules (b) et (2) on déduit

$$(3) \qquad T_0 = P b \frac{\cos(\theta - \alpha)}{a \sin\gamma} + \frac{pu}{2} \cos i \cot\gamma.$$

Enfin la formule (1) devient

$$(4) \qquad T_1 = P b \frac{\cos(\theta - \alpha)}{a \sin\gamma} + pu\left(\sin i + \frac{\cos i \cot\gamma}{2}\right),$$

ou encore

$$(5) \qquad T_1 = \frac{P b}{a d} \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos(\theta - \beta)} u + pu\left(\sin i + \frac{\cos i \cot\gamma}{2}\right),$$

en remarquant que l'on a

$$(c) \qquad \sin\gamma = \frac{d}{u} \cos(\theta - \beta).$$

Nous mettrons cette dernière relation sous la forme

$$\frac{u}{a} = \frac{d}{a}\frac{\cos(\theta-\beta)}{\sin\gamma}. \tag{6}$$

On a d'ailleurs

$$u^2 = a^2 + d^2 + 2ad\sin(\theta-\beta) = 0,$$

d'où

$$\frac{u^2}{a^2} = 1 + \frac{d^2}{a^2} + 2\frac{d}{a}\sin(\theta-\beta). \tag{7}$$

Enfin, on voit que

$$i = \gamma - \theta. \tag{8}$$

Les formules (6), (7), (8) permettront de déterminer trois des variables θ, u, γ, i en fonction de l'autre, au moyen de laquelle on exprimera T_1.

Dans la pratique, on fait généralement $\alpha = \beta$, et alors la formule (5) se réduit à la suivante,

$$T_1 = \frac{Pb}{ad}u + \omega p, \tag{9}$$

en posant, pour abréger,

$$\omega = \left(\sin i + \frac{\cos i\cot\gamma}{2}\right)u. \tag{d}$$

Supposons que l'on se donne $\frac{d}{a}$, $\tan\beta$, et la valeur θ_0 de θ lorsque le tablier est en place. La formule (7) fera connaître le maximum $\frac{u_0}{a}$ de $\frac{u}{a}$, qui correspond à $\theta = \theta_0$. Si, n étant un nombre entier plus ou moins grand, on considère les valeurs $0, \frac{1}{n}\frac{u_0}{a}, \frac{2}{n}\frac{u_0}{a}, \ldots, \frac{n-1}{n}\frac{u_0}{a}$ de $\frac{u}{a}$, les formules (6), (7), (8) feront connaître les valeurs correspondantes de θ, γ, i, et l'on aura par suite celles de ω, que l'on cherchera à représenter en fonction de u par une formule d'interpolation. Mais MM. Peaucellier et Wagner ont préféré au procédé ci-dessus une mé

thode graphique qui est beaucoup plus expéditive. Ils ont été conduits à poser

$$(e) \qquad \omega = \mathrm{K}u - \mathrm{K}'a,$$

K et K′ ne dépendant que des éléments de la question. Soit e le maximum de

$$\frac{\sin i + \frac{1}{2}\cos i \cot\gamma - (\mathrm{K}u - \mathrm{K}'a)}{a},$$

qui est proportionnel à la plus grande erreur commise sur ω lorsque l'on substitue la formule (e) à la formule (d); les auteurs précités ont formé le Tableau suivant, qui se rapporte aux ponts-levis de Derché et de Poncelet, dont nous nous occuperons plus loin :

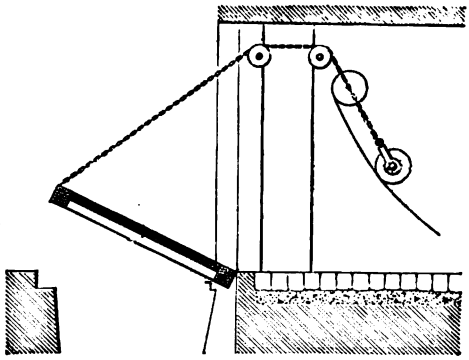
DONNÉES.		VALEURS DE		
$\frac{d}{a}$.	tang β.	K.	K′.	$\pm e$.
1,00	0,0	1,10	0,20	0,20
	0,1	1,06	0,22	0,22
	0,2	1,01	0,24	0,24
	0,3	0,96	0,25	0,25
1,10	0,0	1,12	0,23	0,17
	0,1	1,08	0,26	0,19
	0,2	1,05	0,30	0,20
	0,3	1,01	0,33	0,22
1,20	0,0	1,15	0,27	0,15
	0,1	1,11	0,31	0,16
	0,2	1,09	0,35	0,17
	0,3	1,07	0,40	0,19
1,30	0,0	1,16	0,31	0,14
	0,1	1,15	0,37	0,15
	0,2	1,14	0,43	0,15
	0,3	1,13	0,50	0,16

Finalement, on voit qu'à la formule (9) on pourra substituer la suivante :

$$(10) \qquad \mathrm{T}_1 = \left(\frac{\mathrm{P}b}{ad} + \mathrm{K}p\right)u - \mathrm{K}'ap.$$

347. *Pont-levis de Belidor.* — Dans ce pont, la chaîne passe sur une seconde poulie de renvoi C (*fig.* 555, 556), de même diamètre et placée au même niveau que la première B; elle

Fig. 555.

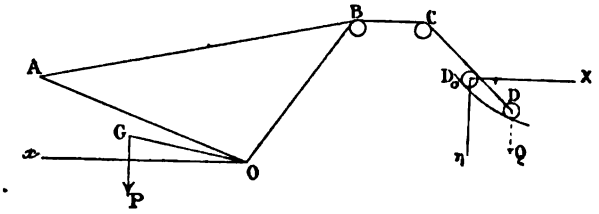


est fixée à la chape d'un rouleau horizontal en fonte D, guidé par une surface cylindrique.

Supposons que les points B et C représentent les limites extérieures de l'étendue du contact de la chaîne avec les poulies. Comme le rayon de ces poulies est petit, on peut, sans grande erreur, considérer B et C comme étant fixes et coïncidant avec leurs positions moyennes.

Soient

Fig. 556.



D_0 la position du centre du rouleau quand le cylindre est en place;

$D_0\chi$, $D_0\eta$ l'horizontale et la verticale de ce point;

Q le poids du rouleau;

L la longueur de la chaîne, abstraction faite de la partie BC; χ, η les coordonnées du point D.

Le travail élémentaire de la tension T_1 en C, qui est la même qu'en B, est

$$T_1 du = \left(\frac{Pb}{ad} + Kp\right) u\,du - K'ap\,du;$$

celui du poids $p(L-u)$ de la portion CD de la chaîne,

$$p(L-u)\frac{d\eta}{2}.$$

En égalant à zéro la somme de ces expressions augmentée de $Q\,d\eta$, on trouve

$$\left(\frac{Pb}{ad} + Kp\right) u\,du - K'ap\,du + p(L-u)\frac{d\eta}{2} + Q\,d\eta = 0.$$

Si l'on néglige d'abord le poids de la chaîne, on a

$$d\eta = -\frac{Pb}{Qad}\,u\,du,$$

et, en portant cette valeur dans le troisième terme de l'équation précédente, on trouve

$$Q\,d\eta + \left[\frac{Pb}{ad}\left(1 - \frac{pL}{2Q}\right) + Kp\right] u\,du + \frac{Pbp}{2Qad}u^2\,du - K'ap\,du = 0.$$

Si u_0 est la valeur de u lorsque le tablier est en place, il vient, en intégrant,

$$(11)\quad Q\eta = \left[\frac{Pb}{ad}\left(1 - \frac{pL}{2Q}\right) + Kp\right]\frac{(u_0^2 - u^2)}{2} + \frac{Pb}{6Qad}(u_0^3 - u^3) - K'ap(u_0 - u).$$

D'ailleurs, $CD = L - u$, et, si f est la hauteur de C au-dessus de D_0 et j sa distance à $D_0\eta$, on a

$$(12)\qquad (\chi + j)^2 + (f + \eta)^2 = (a - u)^2.$$

En éliminant u entre ces deux équations, on aura celle de la courbe que doit décrire le point D; cette courbe étant con-

struite, on obtiendra le profil du guide en lui menant une parallèle à une distance égale au rayon du rouleau (¹).

Le système de Belidor est mis de côté depuis longtemps. L'objection relative à la difficulté de tracer exactement le profil du guide en tenant compte du poids de la chaîne n'existe plus, d'après ce qui précède; mais la manœuvre des rouleaux est difficile et dangereuse, en raison du peu de place dont les hommes peuvent disposer.

348. *Pont-levis à contre-poids variable de Poncelet.* — Dans ce système, nous avons les deux mêmes poulies de renvoi B et C (*fig.* 557, 558) que dans le précédent; mais ici se trouve adapté à l'extrémité D de la chaîne un contre-poids formé de deux chaînes massives identiques et symétriques DEK, DE'K', qui viennent respectivement s'attacher à deux anneaux de niveau K et K'.

Une chaîne de contre-poids est formée de plaques verticales identiques, limitées latéralement par deux droites et à leurs extrémités par des demi-circonférences. Ces plaques, ou *masselottes,* sont articulées au moyen de goujons horizontaux qui leur sont normaux. Entre les plaques d'un système sont intercalées avec un faible jeu celles du système précédent et du suivant, de sorte qu'il y a une différence d'une unité entre les nombres de plaques de deux systèmes consécutifs. La manœuvre s'opère en agissant sur une chaîne sans fin passant dans la gorge angulaire et profonde d'une grande poulie montée sur le même arbre que la poulie de renvoi C (²).

(¹) Belidor négligeait le poids de la chaîne; il supposait que le centre de gravité du tablier se trouvait sur AO et que OB était vertical. Dans ces conditions, on a

$$p = 0, \quad \alpha = 0, \quad u^2 = a^2 + d^2 - 2ad\sin\theta, \quad u_0^2 = a^2 + d^2,$$

et l'équation (11) devient

$$\eta = \frac{Pb}{Qad}\sin\theta,$$

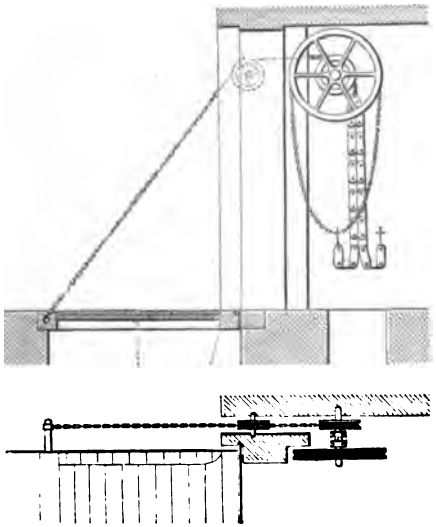
d'où le nom de *courbe sinusoïde* donnée par l'auteur au lieu que doit décrire le point D.

(²) Cette disposition est due à Derché.

Soient

L la longueur de la chaîne de soutien, déduction faite de la partie BC;

Fig. 557.



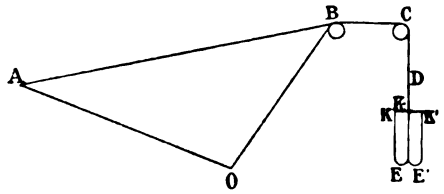
l celle des chaînes de contre-poids;

q le poids du mètre courant de ces chaînes;

h la hauteur du point de contact moyen de la chaîne de soutien avec la poulie C au-dessus de K et K';

E, E' les points les plus bas des deux contre-poids.

Fig. 558.



La tension T_1 faisant équilibre à la masse pesante qui se trouve au delà de la poulie C, nous avons

$$(f) \qquad T_1 = p.CD + 2q.DE,$$

les poids de KE, K'E' étant détruits par les points d'attache K et K'.

Nous avons aussi

$$(g) \qquad CD = L - u$$

et, si K_1 est la projection de K et K' sur la verticale de D,

$$h = CK_1 = CD + DK_1 = CD + DE - EK_1,$$
$$l = DE + EK_1,$$

d'où, par addition,

$$(h) \qquad DE = \frac{h + l - CD}{2} = \frac{h + l - (L - u)}{3}.$$

La formule (f) devient alors, en vertu des valeurs (g) et (h),

$$T_1 = (h + l)q - (q - p)(L - u)$$

ou, en vertu de la formule (10) du n° 346,

$$\left[\frac{Pb}{ad} + (K + 1)p - q\right]u + (q - p)L - (h + l)q - K'ap = 0.$$

Comme cette relation doit avoir lieu quel que soit q, nous aurons d'abord

$$(13) \qquad q = \frac{Pb}{ad} + (K + 1)p,$$

ce qui fait connaître le poids qu'il faut donner aux contre-poids par mètre courant; puis il vient

$$(q - p)L - (h + l)q - K'ap = 0,$$

d'où, en vertu de la formule (13) et du degré convenu d'approximation,

$$(14) \qquad l = L - h - p\frac{(L + K'a)ad}{Pb},$$

ce qui détermine la longueur que doit avoir chacun des contre-poids.

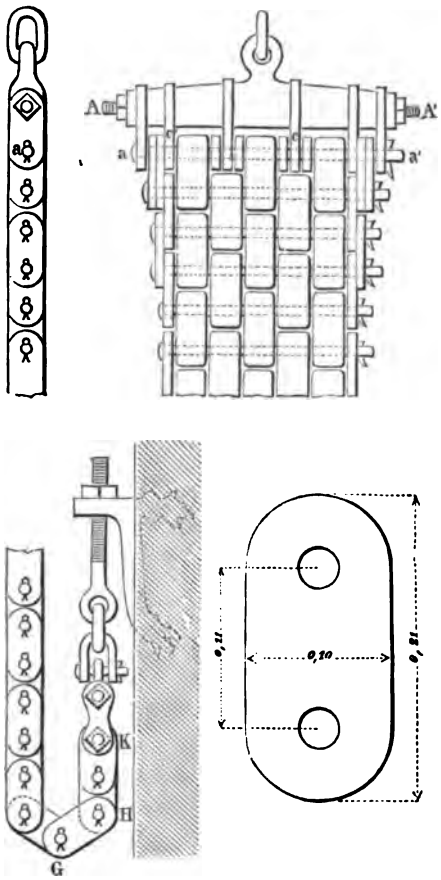
La formule (h) donne alors, pour la longueur utile de chaque contre-poids,

$$(15) \qquad DE = \frac{u}{2} - p(L + K'a)\frac{ad}{Pb}.$$

On déduira de là la valeur de cette longueur, qu'il est important de connaître au point de vue d'un projet, lorsque le tablier est en place.

Le système de Poncelet offre l'inconvénient d'exiger un

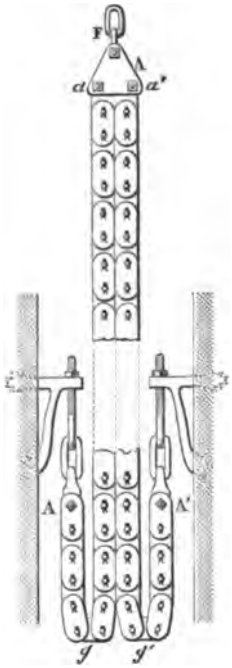
Fig. 559.



grand entretien, pour empêcher que l'oxydation et la poussière ne viennent entraver le jeu des articulations.

Les *fig.* 559 et 560 donnent les détails de construction des systèmes de masselottes dans les cas les plus usuels.

Fig. 560.



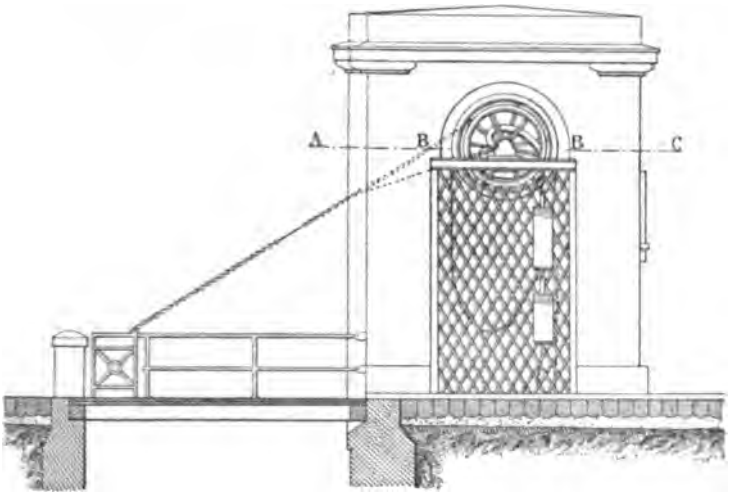
349. ***Pont-levis à contre-poids constant de Derché.*** — Dès l'origine (1), chaque chaîne de retenue passait sur une poulie de renvoi, puis sur un tambour cylindrique d'enroulement, auquel elle était fixée. La poulie de manœuvre et un tambour à gorge spiraloïde d'un faible pas étaient montés sur l'arbre du tambour cylindrique; en un point de la gorge était fixée une chaîne par un contre-poids (*fig.* 561, 562 et 563).

MM. Peaucellier et Wagner ont supprimé la poulie de renvoi, devenue inutile en raison de l'espace dont on peut disposer maintenant. Ils ont, de plus, fixé au tambour cylindrique une

(1) *Mémorial de l'Officier du génie,* n° 5.

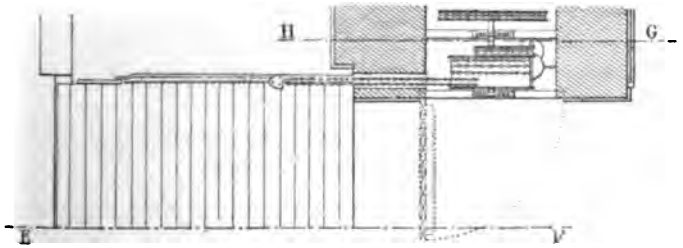
chaîne soutenant un second contre-poids. Nous nous placerons dans ces dernières conditions.

Fig. 561.



Coupe suivant EF.

Fig 562.



Coupe suivant AB, BC.

En conservant les notations qui précèdent en ce qu'elles n'ont rien de contraire aux suivantes, soient (*fig.* 564)

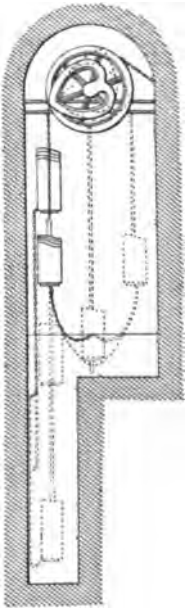
O' la trace de l'axe des deux tambours;

R le rayon du tambour cylindrique, aboutissant au milieu des chaînes qu'il reçoit;

Q′ le contre-poids qui lui est adapté (¹);

Q le contre-poids terminant la chaîne qui passe sur le tambour spiraloïde;

Fig. 563.



Coupe suivant GH.

x son bras de levier aboutissant au milieu de la chaîne ci-dessus;

C la position moyenne du premier point de contact de la chaîne de retenue avec le tambour cylindrique.

En se reportant à la formule (10) du n° 346, nous avons, pour la condition d'équilibre,

$$Qx = \left[\left(\frac{Pb}{ad} + Kp\right)u - K'pa\right]R - Q'R, \tag{15}$$

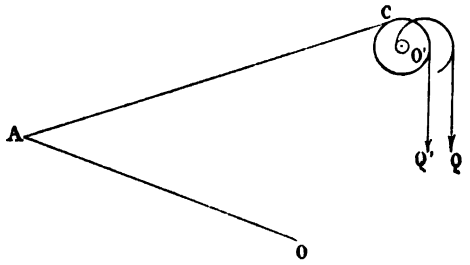
(¹) A la rigueur, on devrait admettre pour Q′ un rayon un peu inférieur à R, parce que les chaînes de suspension du contre-poids ont un calibre inférieur à celui du câble de retenue du tablier; mais la différence est insensible. On néglige d'ailleurs l'influence du poids des premières chaînes.

équation qui est aussi de la forme

(16) $$x = mu + n,$$

m et n étant des constantes.

Fig. 564.

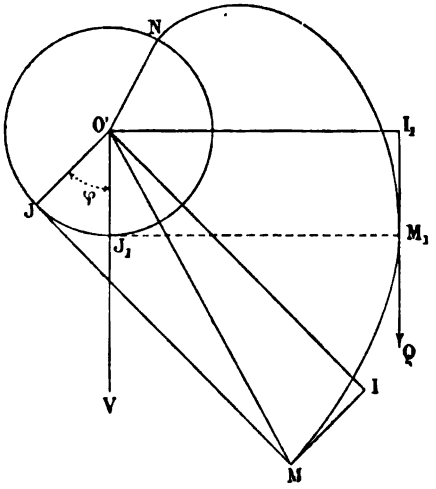


Soient (*fig.* 565)

O'V la verticale du point O';

M un point quelconque de la spirale;

Fig. 565.



I et J les projections de O' sur la tangente et la normale en ce point;

φ l'angle JO'V;
M_1 le point de la spirale où la tangente est verticale;
I_1 la projection de O' sur cette tangente.

Nous distinguerons par l'indice 1 les quantités qui se rapportent au point M_1, qui, pour fixer les idées, sera censé correspondre à la position verticale du tablier.

En faisant tourner le tambour de la droite vers la gauche de l'angle $\frac{u-u_1}{R}$, la direction de OI deviendra horizontale, et nous aurons ainsi

$$\varphi = \frac{u-u_1}{R},$$

et, en remarquant que $x = O'I = MJ$, l'équation (16) devient, par suite de l'élimination de u,

$$MJ = mR\left(\varphi + \frac{mu_1+n}{mR}\right),$$

ce qui prouve que la courbe est une développante de cercle, dont N représentera l'origine.

En se donnant le rayon $\nu = O'J$ de la circonférence enveloppe et l'angle $\lambda = NO'V$, nous aurons

$$\nu = mR, \quad \frac{mu_1+n}{mR} = \lambda,$$

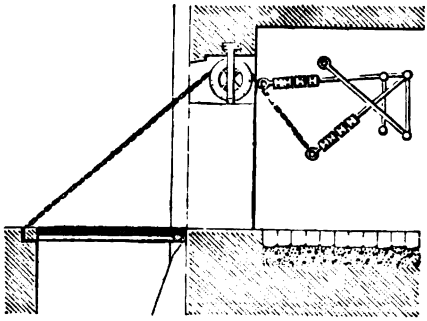
d'où l'on déduira m et n, et par suite Q et Q', en se reportant aux équations (15) et (16).

MM. Peaucellier et Wagner ont proposé de remplacer la spirale de Derché par un excentrique formé de deux arcs symétriques de développante. A la vérité, l'effet de Q s'ajoute tantôt à celui de Q' ou s'en retranche, mais il ne paraît pas en résulter d'inconvénient. Le contre-poids Q est adapté à une chaîne dont les extrémités viennent se fixer au point de rebroussement. A quelques différences près, cette disposition a reçu de la part de M. le colonel Peaucellier une heureuse application dans le plan retranché de Toul.

350. *Pont-levis de Dobenheim.* — Dans ce système, l'extrémité (*fig.* 566 et 567) de la chaîne de retenue au delà de la

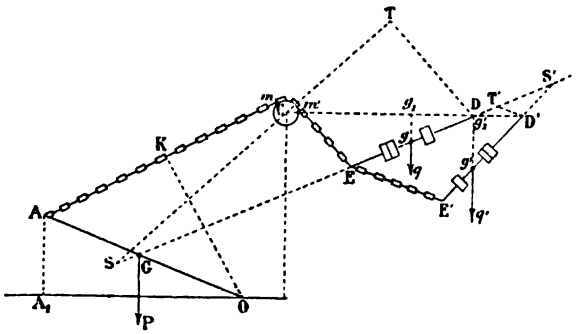
poulie de renvoi C est reliée à l'une E des extrémités d'une barre en fer DE, mobile autour de son autre extrémité D. Du point E part une autre chaîne qui aboutit à l'une des extrémités E′ d'une seconde barre de fer D′E′, mobile autour de son autre extrémité D′. Les points D et D′ et le centre de la

Fig. 566.



poulie sont compris dans un même plan horizontal. On s'arrange de manière que la tige DE soit horizontale quand le tablier est en place. Sur les barres on dispose des masselottes en fonte, dont on règle la position de manière qu'on puisse élever le ta-

Fig. 567.



blier sans développer un grand effort. Pour plus de simplicité, nous ferons abstraction du poids des chaînes et nous supposerons que le centre de gravité du tablier se projette en G sur AO.

Soient

g, g' les centres de gravité des groupes de masselottes respectivement disposés sur ED, E′D′;

q, q' les poids correspondants;

g_1, g'_1 les intersections de leurs directions avec l'horizontale CDD′.

Le travail élémentaire que l'on dépense pour faire varier de $d\theta$ l'inclinaison θ du tablier sur l'horizon est

$$(a) \qquad P a \cos\theta \, d\theta = P.OA_1 . d\theta,$$

A_1 étant la projection de A sur l'horizontale de O.

Le brin de la chaîne qui aboutit en E, étant tendu, peut être considéré comme une tige assujettie à glisser sur le cercle C; son centre instantané S se trouve ainsi à l'intersection de DE et du rayon de la poulie mené au dernier point de contact m', le premier étant m.

Le déplacement élémentaire de Am est la projection sur sa direction du déplacement du point A et a par suite pour expression

$$OK . d\theta,$$

K étant la projection de O sur Am.

Le déplacement angulaire autour de S sera

$$\frac{OK}{m'S} d\theta;$$

le déplacement de E,

$$(b) \qquad OK \frac{SE}{m'S} d\theta;$$

le déplacement angulaire autour de D,

$$(c) \qquad OK \frac{SE}{m'S.DE} d\theta = \frac{OK}{m'T} d\theta,$$

T étant l'intersection de la direction de Sm' avec la parallèle en D à m'E.

Le travail élémentaire du poids q sera, par suite,

$$(d) \qquad q \frac{OK}{m'T} D g_1 . d\theta.$$

En assimilant EE′ à une tige, comme on l'a fait pour m'E, son centre instantané S′ se trouve à l'intersection des directions de DE, D′E′. En ayant égard à la valeur (b) du déplacement de E, le déplacement angulaire autour de S′ sera

$$\mathrm{OK}\,\frac{\mathrm{SE}}{m'\mathrm{S}.\mathrm{S}'\mathrm{E}}\,d\vartheta;$$

le chemin élémentaire décrit par E′ sera, par suite,

$$\mathrm{OK}\,\frac{\mathrm{SE}}{m'\mathrm{S}}\,\frac{\mathrm{S}'\mathrm{E}'}{\mathrm{S}'\mathrm{E}}\,d\vartheta.$$

On déduit de là, pour le déplacement angulaire autour de D′,

$$\mathrm{OK}\,\frac{\mathrm{SE}}{m'\mathrm{S}}\,\frac{\mathrm{S}'\mathrm{E}'}{\mathrm{S}'\mathrm{E}.\mathrm{S}'\mathrm{D}'}\,d\vartheta=\mathrm{OK}\,\frac{\mathrm{SE}}{m'\mathrm{S}.\mathrm{S}'\mathrm{T}}\,d\vartheta=\mathrm{OK}\,\frac{\mathrm{DE}}{m'\mathrm{T}.\mathrm{S}'\mathrm{T}}\,d\vartheta,$$

T′ étant l'intersection avec S′E de la parallèle en D′ à EE′. Le travail élémentaire du poids q' sera par suite,

$$(e)\qquad q'.\mathrm{OK}\,\frac{\mathrm{DE}}{m'\mathrm{T}.\mathrm{S}'\mathrm{T}}\,\mathrm{D}'g'_1\,d\vartheta.$$

En supposant qu'il y ait équilibre dans la position considérée du tablier, l'expression (a) devra être égale à la somme des expressions (d) et (e), et l'on aura

$$(1)\qquad \frac{\mathrm{P}.\mathrm{OA}_1}{\mathrm{OK}}=\frac{q.\mathrm{D}g_1}{m'\mathrm{T}}+q'.\mathrm{D}'g'_1\,\frac{\mathrm{DE}}{m'\mathrm{T}.\mathrm{S}'\mathrm{T}}.$$

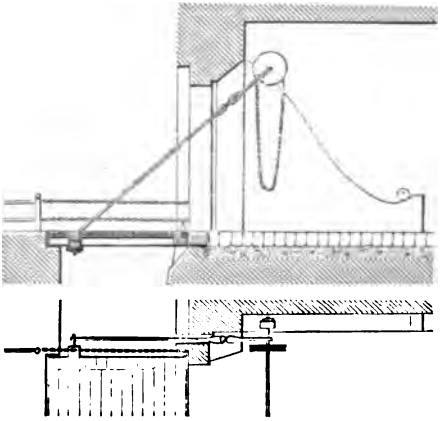
Si, comme nous l'avons supposé, DE est horizontal, en même temps que BA, il reste encore comme indéterminés, dans la question, le bout de chaîne de retenue situé au delà de la poulie de renvoi, la longueur DE, la position du point D′, les longueurs D′E′, EE′ et les produits $q\mathrm{O}g$, $q'\mathrm{O}g'$; on pourra donc, à l'aide d'épures et par tâtonnements, déterminer ces éléments de manière que le tablier se trouve en équilibre dans sept de ses positions, et le problème proposé se trouvera résolu par approximation.

Dans la pratique, on se contente de satisfaire aux conditions d'équilibre pour trois positions du tablier. Mais il arrive que, dans les positions intermédiaires, il faut exercer un effort de 150 à 200 kilogrammes lorsque le tablier pèse de 2000 à

3000 kilogrammes; la manœuvre exige par suite l'emploi de huit à dix hommes, ce qui peut donner lieu à de graves accidents.

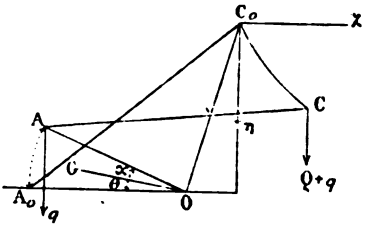
351. ***Pont-levis de Delile.*** — Concevons que, dans le pont de Belidor, on remplace la chaîne et la poulie de renvoi par une

Fig. 568.



barre articulée au tablier (*fig.* 568 et 569), terminée d'autre part par une fourchette traversée par le tourillon du cylindre :

Fig. 569.



on obtiendra le système dont nous allons nous occuper. Le rouleau porte une poulie de manœuvre.

Soient

$OA_0 = a$ la position horizontale du tablier ;

C_0 la position correspondante du centre du rouleau ;

OA, C une position quelconque du tablier formant l'angle θ avec OA_0 et celle du centre du rouleau qui s'y rapporte;

G la projection sur le plan de la figure du centre de gravité du tablier, à laquelle est censée appliquée la moitié P du poids de cette pièce;

α l'angle GOA;

b la distance OG;

$2q$ le poids de la barre AC, qui se décompose en deux forces verticales q appliquées respectivement en A et C;

l la longueur AC;

h, c la hauteur de C_0 au-dessus de O et la distance horizontale de ces deux points;

Q le poids du rouleau;

$C_0\chi$, $C_0\eta$ l'horizontale et la verticale de C_0;

χ, η les coordonnées de C.

L'équation du travail donne

$$(1) \qquad Qb[\sin(\theta-\alpha)+\sin\alpha]+qa\sin\theta=(Q+q)\eta \quad (^1).$$

L'intersection de l'horizontale définie par la valeur de η donnée par cette équation avec la circonférence ayant A pour centre et l pour rayon déterminera la position du point C. On pourra ainsi tracer par points le lieu géométrique de C, et par suite le profil du guide.

Les projections de AC sur l'horizontale et la verticale étant

$$a\cos\theta+C+\chi,$$
$$h-a\sin\theta,$$

on a

$$(2) \qquad l=\sqrt{a^2\sin^2\theta+(C+\chi)^2+h^2+2(C+\chi)a\cos\theta-2ah\sin\theta},$$

et l'élimination de θ entre les équations (1) et (2) fera connaître l'équation de la courbe que doit décrire le point C.

Le pont de Delile offre le même inconvénient que celui de Belidor relativement aux dangers que présente la manœuvre.

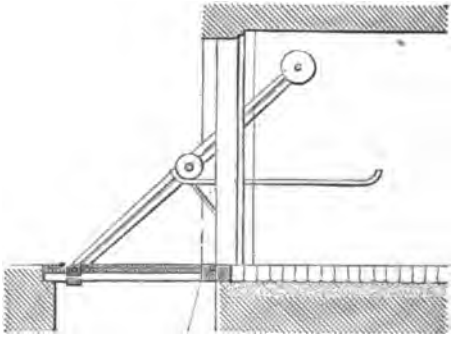
352. ***Pont-levis de P. Bergère.*** — L'auteur s'est proposé la

---

(1) Si $\alpha=0$, on obtient une courbe sinusoïde de Belidor.

suppression des courbes de Belidor et de Delile. Une bielle AC (*fig.* 570 et 571) part du tablier et se termine en C par un contre-poids Q. Dans sa partie moyenne, cette bielle est munie d'une paire de roulettes F, situées de part et d'autre de la pièce, qui peuvent rouler sur un support horizontal recourbé à ses deux extrémités de manière à former arrêt. La manœuvre s'exé-

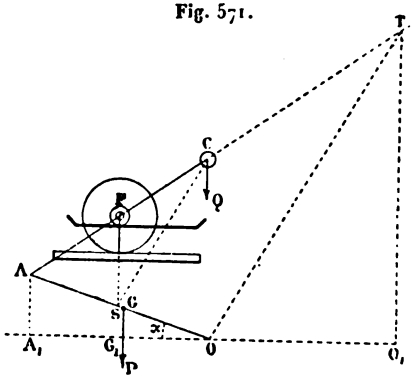
Fig. 570.



cute au moyen d'une roue montée sur l'axe des roulettes, qui se meut sur un rail.

Nous supposerons, pour plus de simplicité, que le centre de gravité du tablier se projette en G sur OA. Le poids $2q$ de la

Fig. 571.



bielle se décompose en deux forces verticales q, appliquées respectivement en O et A.

Soient A_1, G_1 les projections de A et G sur l'horizontale de O.

Aux exceptions ci-dessus près, nous conserverons les notations qui précèdent.

Le travail élémentaire du poids P et de la force q appliquée en A est

$$(a) \qquad (Pb + qa)\cos\theta\, d\theta = (P.OG_1 + q.OA_1)\, d\theta.$$

Le centre instantané S de AC se trouvant à l'intersection de OA avec la verticale de F, le déplacement angulaire autour de ce centre est

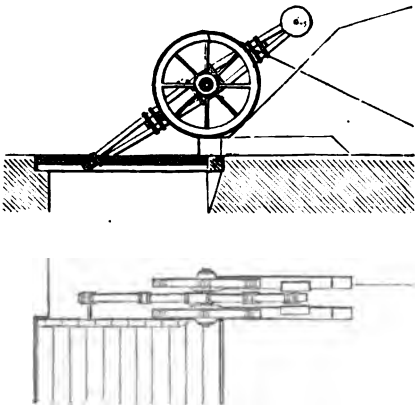
$$\frac{OA}{SA}\, d\theta.$$

Le déplacement correspondant de C sera, par suite,

$$\frac{OA.SC}{SA}\, d\theta = OT\, d\theta,$$

T étant l'intersection de la direction de AC avec la parallèle en O à SC.

Fig. 572.



Si O_1 est l'intersection de l'horizontale de O avec la verticale de T, le travail élémentaire de la force $Q + q$ appliquée en C sera

$$(b) \qquad (Q + q)\, OO_1\, d\theta.$$

En supposant que le tablier soit en équilibre dans la position

que nous considérons, les deux expressions (a) et (b) seront égales, et nous aurons

$$P.OG_1 + q.OA_1 = (Q + q)OO_1.$$

On voit que la hauteur du plateau, la longueur AF, les poids Q et q restent indéterminés. On pourra donc les choisir de manière que le tablier soit en équilibre dans quatre de ses positions.

La *fig.* 572 représente une modification du système dont nous venons de nous occuper, qui consiste dans la substitution de deux roues aux roulettes ; ces roues servent à la manœuvre.

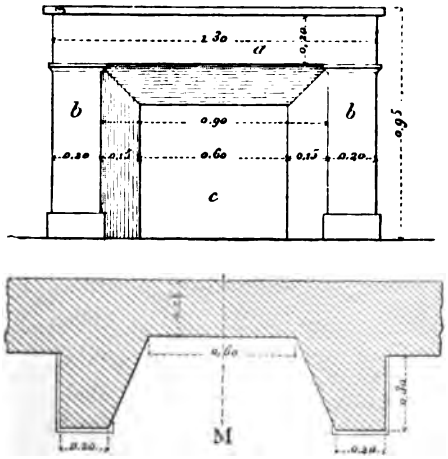
CHAPITRE XIV.

DES CHEMINÉES.

353. *Des cheminées d'appartement.* — Quand un mur de refend doit contenir un tuyau de cheminée, il doit avoir $0^m,48$ d'épaisseur au lieu de $0^m,35$ à $0^m,40$ qu'il suffit de lui donner quand il ne doit supporter que des poutres ou des solives de grande portée.

Les cheminées d'appartement, telles qu'on les construit actuellement (*fig.* 573), ont au plus $1^m,95$ de largeur sur $1^m,30$ de

Fig. 573.



hauteur ; celles des petits appartements n'ont guère que $1^m,25$ de largeur sur 1 mètre de hauteur, et même $0^m,80$ sur $0^m,80$. La

largeur des jambages et du manteau est le dixième de la largeur de la cheminée. La profondeur varie entre $0^{m},45$ et $0^{m},80$.

Le Tableau suivant fait connaître les dimensions qui sont le plus généralement adoptées :

CHEMINÉES.	PIÈCES		
	petites.	moyennes.	grandes.
	m m	m m	m m
Largeur dans œuvre.....	0,81 à 0,97	1,14 à 1,30	1,62 à 1,95
Hauteur de la tablette.....	0,89 à 0,97	0,97 à 1,03	1,14 à 1,30
Largeur de la tablette.....	0,27 à 0,32	0,35 à 0,38	0,40 à 0,43

La quantité de chaleur rayonnée dans l'appartement par un foyer ordinaire de cheminée est le quart à peu près de la chaleur développée par la combustion, et, quand on emploie du bois, le rendement n'est guère que de 6 à 7 pour 100.

Les combustibles les plus convenables pour le chauffage sont la houille et le coke, dont les pouvoirs calorifiques sont considérables (1). Les cheminées ouvertes n'utilisent que 13

(1) A ce sujet, nous croyons devoir produire le Tableau suivant :

COMBUSTIBLES.	POUVOIR calorifique.	POUVOIR rayonnant.
Bois desséché à 140 degrés.....	4000	0,28
Bois ordinaire avec 25 pour 100 d'eau.....	3000	0,25
Charbon de bois avec 7 pour 100 de cendres et 7 pour 100 d'eau..	7000	0,50
Tannée sèche.....	3400	»
Tannée avec 30 pour 100 d'eau.....	2400	»
Tourbe desséchée à 60 degrés.....	5300	0,25
Tourbe renfermant 30 pour 100 d'eau.....	3750	0,25
Charbon de tourbe avec 20 pour 100 de cendres.....	6400	0,50
Houille moyenne.....	8000	0,55
Coke à 5 pour 100 de cendres.....	7600	»
Coke à 12,5 pour 100 de cendres.....	7000	»
Anthracite.....	8000	»
Lignite.....	7500	»
Huile.....	10000	0,18

pour 100 environ de la chaleur totale développée par ces combustibles.

On peut admettre que, dans les cheminées ordinaires, 1 kilogramme de bois exige l'appel de 100 mètres cubes d'air au moins, et 60 mètres cubes dans celles qui sont le mieux construites.

Pour une cheminée ordinaire d'appartement, l'expérience prouve qu'une section de 3 à 4 décimètres carrés est presque toujours suffisante. Leur diamètre moyen varie de $0^m,20$ à $0^m,25$, et il ne convient de dépasser cette dernière limite que pour les appartements destinés à recevoir un grand nombre de personnes, et alors on porte généralement la section à 27 décimètres carrés, soit $0^m,81$ sur $0^m,33$ environ.

Les premiers perfectionnements apportés aux cheminées sont dus à Rumford, qui rétrécit de $0^m,12$ à $0^m,15$ la largeur de l'orifice de communication du foyer, de manière à réduire la section de cet orifice entre les limites de 4 à 6 décimètres carrés. Il diminua de près de moitié la profondeur du foyer et le termina par des murs inclinés à 45 degrés.

Un autre perfectionnement est dû à Lhomond, qui a fait intervenir le tablier mobile en tôle, et c'est encore d'après son système que l'on construit actuellement les cheminées. La distance du tablier au *contre-chœur* (1) est environ de $0^m,15$ à une hauteur de $0^m,30$. Ce contre-chœur porte des briques qui ne laissent plus à l'ouverture que $0^m,05$ de largeur.

354. *Cheminées d'usines, de machines à vapeur, etc.* — Toutes ces cheminées doivent être comprises dans la même catégorie; elles ont, en effet, le même but, qui consiste à produire un grand tirage pour brûler une quantité relativement considérable de combustible, ce qui exige qu'elles aient ordinairement une grande hauteur.

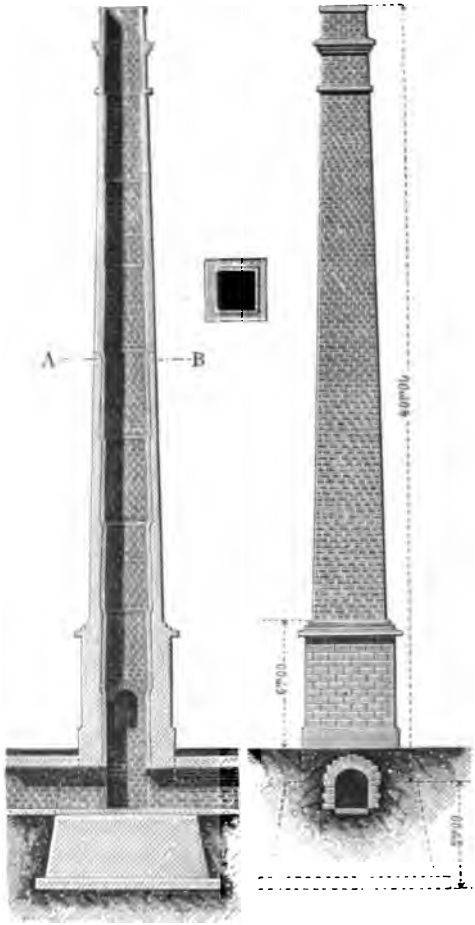
Ces cheminées sont généralement en briques, quelquefois en tôle de fer; on a même fait des cheminées en cuivre, mais on paraît y avoir renoncé, parce que leur sommet était trop rapidement attaqué par l'acide sulfureux contenu dans les produits

(1) Ou *contre-feu*, fond de la cheminée entre les jambages.

de la combustion de la houille, et probablement aussi parce qu'elles coûtaient trop cher.

On a aussi construit des cheminées en fonte; mais ce sys-

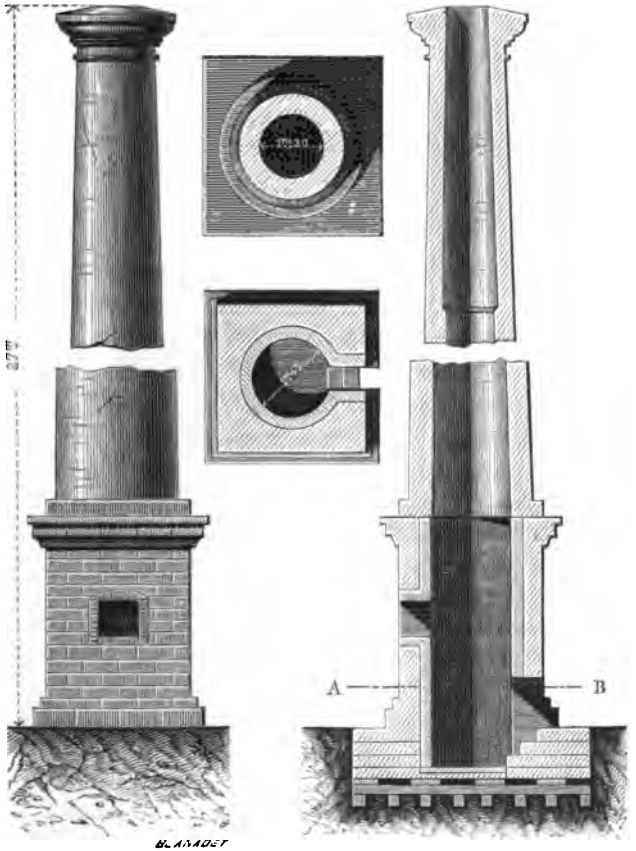
Fig. 574.



lème a été abandonné en faveur des cheminées en tôle, à cause de leur poids considérable et de l'inégalité des dilatations dans leur masse.

Les cheminées en briques, qui, dès l'origine, avaient une section rectangulaire (*fig.* 574), reçoivent actuellement la forme d'un tronc de cône à l'extérieur (*fig.* 575). La surface

Fig. 575.



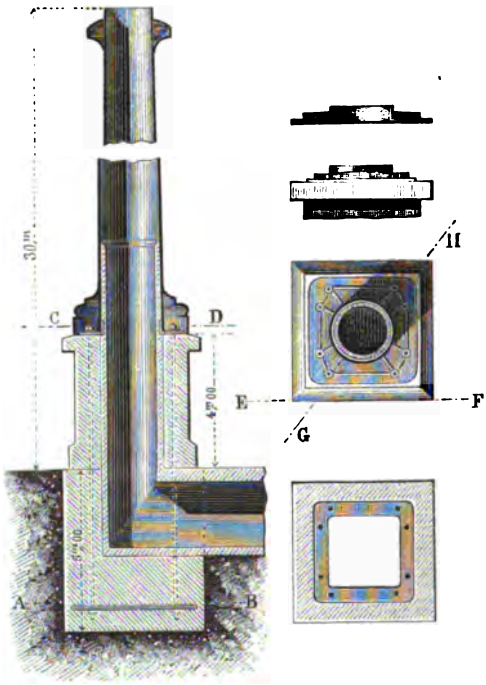
intérieure est également tronconique; mais elle est discontinue, en présentant des retraites tronconiques, en vue de diminuer successivement l'épaisseur de la maçonnerie à mesure que l'on s'approche du sommet.

Les cheminées en tôle (*fig.* 576) sont cylindriques ou à peu

de chose près; elles sont garanties des coups de flamme sur une certaine hauteur par une garniture intérieure en briques. Cette garniture, par suite de son peu de conductibilité, a en outre pour effet de réduire l'abaissement de température et de venir, par suite, en aide au tirage.

Il n'y a plus maintenant de restriction relativement à la

Fig. 576.



hauteur et à la section d'une cheminée. On calcule ces éléments en raison de l'effet que l'on veut obtenir; l'art de l'ingénieur suffit pour le reste.

La base d'une cheminée est prismatique et généralement à section carrée, s'élève de $3^m,50$ à $4^m,50$ au-dessus du sol, et descend de 2 mètres à $2^m,50$ en contre-bas pour former la chambre d'arrivée de la fumée; elle est établie sur un massif de béton de 1 à 2 mètres d'épaisseur, avec un empatement

de $0^m,25$ à $0^m,50$. Une ouverture, pratiquée dans une face de la base et fermée ordinairement par des briques, permet aux ouvriers d'entrer dans la cheminée, soit pour la nettoyer, soit pour y faire des réparations. Lorsque la température des gaz de la combustion ne dépasse pas 300 degrés, la construction peut être faite en briques ordinaires avec enduit de mortier formé de chaux et de sable fin. Si la température atteint 500 degrés, le parement intérieur de la cheminée à la base doit être en briques réfractaires hourdées avec de la terre à brique. Le plâtre ne doit être employé que pour des températures au plus égales à 100 degrés.

L'ouvrier constructeur d'une cheminée s'installe dans l'intérieur sur des échafaudages, dont il modifie la position à mesure de l'élévation du travail. Un treuil placé sur le sol permet de l'approvisionner.

Le chapiteau d'une cheminée en briques est aussi généralement en briques, quelquefois en pierre de taille. Dans le premier cas, pour éviter les infiltrations des eaux pluviales, on recouvre le chapiteau d'une plaque mince de fonte ou d'une épaisse feuille de tôle.

On scelle, à des intervalles de $0^m,25$ à $0^m,30$ de hauteur, des crampons en fer dans l'intérieur de la cheminée, de manière à former une sorte d'échelle ayant pour objet soit l'exécution du travail, soit le nettoyage, soit les réparations.

Le temps nécessaire à l'exécution de 1 mètre cube de maçonnerie pour les cheminées est de dix-sept heures de briqueteur et vingt heures de manœuvre.

355. *De l'action du vent sur les cheminées.* — En dehors des effets des intempéries et des mouvements du sol, le vent est la seule cause que l'on ait à redouter relativement à la conservation d'une cheminée.

Il faut donc qu'une cheminée soit construite de manière à pouvoir résister à l'action des plus grands vents.

D'après Fresnel, il faudrait compter sur une pression de 150 kilogrammes par mètre carré de la section méridienne d'une cheminée pyramidale; M. Drödling a constaté que cette pression pouvait s'élever à 170 kilogrammes.

Avant de nous prononcer sur le choix d'un chiffre, discutons d'abord les résultats connus de l'expérience. En désignant par V la vitesse du vent, on a :

		$V =$
Pour un vent à peine sensible		$0^{m},5$
»	sensible	1,0
»	modéré	2,0
»	assez fort	5,5
»	très-fort	10,0
Pour une tempête		20,0
»	une grande tempête	22,5
»	un ouragan	36,0
»	un ouragan violent	45,0

Lorsqu'un plateau est animé d'un mouvement de translation dont la direction lui est normale, il éprouve par unité de surface une résistance qui, d'après le général Didion, a pour expression

$$\mathcal{R} = 0^{kg},036 + 0,089V^2.$$

En concevant que l'on imprime à l'air et au plateau une vitesse égale et contraire à celle de ce dernier ainsi ramené au repos, la même formule représentera la pression exercée par l'air en mouvement sur l'unité d'une surface plane.

Faute d'autres documents, nous admettrons que la formule ci-dessus est applicable à la section méridienne d'une cheminée. Elle donne alors, pour la valeur maximum $V = 45^{m}$ de la vitesse,

$$\mathcal{R} = 180^{kg}.$$

Ce résultat, quoique un peu supérieur au chiffre proposé par M. Drödling, eu égard à nos climats tempérés, doit être considéré comme en étant la justification.

356. *De la stabilité d'une cheminée en maçonnerie.* — Il est constant qu'il n'y a pas lieu de s'occuper de la tendance à la rupture d'une cheminée par glissement sur ses assises.

Pour que la construction soit stable, il suffit donc que le moment de la pression maximum, par rapport au côté (ou tangente) d'une section quelconque, soit inférieur au moment du poids de la maçonnerie supérieure à la section ci-dessus.

Il y a donc lieu d'introduire un coefficient de stabilité pour transformer une inégalité en égalité. Nous allons d'ailleurs éclaircir ces généralités par les deux exemples suivants, qui sont d'ailleurs les seuls qui se présentent dans la réalité.

1° *Cheminée à section carrée.* — Soient

Π le poids du mètre cube de maçonnerie;
H la hauteur du fût de la cheminée;
i, i_1 les inclinaisons sur la verticale des parements extérieur et intérieur, qui sont des données de la question et dont on peut négliger les termes du second ordre;
a, a' les côtés respectifs des sections intérieures de la base et du débouché;
e l'épaisseur de la cheminée à la base, et qui est l'inconnue de la question.

Nous avons

$$a = a' + 2\mathrm{H}i_1,$$

et, comme a' est connu d'après la condition du tirage que nous établirons plus loin, il en est de même de a.

Les côtés des périmètres extérieurs de la base et du sommet ayant pour valeurs

$$a + 2e,\ a + 2e - 2\mathrm{H}i,$$

on a, pour le poids de la maçonnerie,

$$\begin{aligned}\mathrm{P} &= \frac{\Pi\mathrm{H}}{3}[(a+2e)^2 + (a+2e-2\mathrm{H}i)^2 \\ &\quad + (a+2e)(a+2e-2\mathrm{H}i) - a^2 - (a-2\mathrm{H}i_1)^2 - a(a-2\mathrm{H}i_1)] \\ &= 2\Pi\mathrm{H}\left\{2ae + 2e^2 - \mathrm{H}[a(i-i_1) + 2ei] + \tfrac{2}{3}\mathrm{H}(i^2 - i_1^2)\right\}.\end{aligned}$$

Si l'on pose $i - i_1 = j$ et si l'on remarque que i_1 est toujours bien inférieur à i, on pourra prendre avec une approximation suffisante

$$i^2 - i_1^2 = ji,$$

d'où

$$\text{(1)} \qquad \mathrm{P} = 2\Pi\mathrm{H}\left[2ae + 2e^2 - \mathrm{H}(aj + 2ei) + \frac{2\mathrm{H}^2}{3}ij\right].$$

Le moment résistant a ainsi pour expression

$$\text{(2)} \qquad \mathrm{P}\left(\frac{a}{2} + e\right) = \Pi\mathrm{H}[2ae + 2e^2 - \mathrm{H}(aj + 2ei) + \tfrac{2}{3}\mathrm{H}^2ij].$$

Au point de vue de la sécurité, nous admettrons que la vitesse du vent est horizontale, et nous supposerons que l'air agit directement sur une face de la cheminée considérée comme prismatique.

Le moment de la poussée du vent, eu égard aux notations qui précèdent, a ainsi pour valeur

$$(3)\quad \mathcal{R}\frac{H^2}{6}[a+2e+2(a+2e-2Hi)]=\frac{\mathcal{R}H^2}{2}(a+2e-\tfrac{4}{3}Hi).$$

Si nous désignons par μ le coefficient de stabilité, c'est-à-dire le rapport des expressions (2) et (3), nous aurons

$$(4)\qquad \mu=\frac{2\Pi}{\mathcal{R}H}\,\frac{[2ae+2e^2-H(aj+2ei)-\frac{2}{3}H^2i](a+2e)}{a+2e-\frac{1}{3}Hi}.$$

Si l'on se donne la valeur de μ, cette équation fera connaître l'inconnue e.

Dans le cas où i_1 est nul ou négligeable, on a $j=i$; mais alors il est plus simple de substituer à e l'inconnue $u=a+2e$. La formule (4) donne alors

$$(5)\qquad \frac{\mu\mathcal{R}}{\Pi}=\frac{u^2-a^2-4Hiu+\frac{4}{3}H^2i^2}{(u-\frac{1}{3}Hi)H}u.$$

Appliquons cette dernière formule à l'une des cheminées des forges de Fraisans, construites en 1854 d'après les plans de M. Guillemin, et qui jusqu'à présent ont supporté héroïquement les plus dures épreuves. On a

$$a=1{,}80,\quad u=2a,\quad H=31^m{,}20,\quad i_1=0,\quad i=0{,}0233;$$

par suite,

$$\mu=0{,}239\,\frac{\Pi}{\mathcal{R}}.$$

Les $\frac{3}{7}$ du parement extérieur du fût à partir de sa base étant en pierre, nous croyons devoir prendre $\Pi=1800^{kg}$, et, en admettant $\mathcal{R}=180^{kg}$, nous obtenons

$$(6)\qquad \mu=2{,}4.$$

Si, comme on le fait d'habitude, on suppose $\mathcal{R}=150^{kg}$, on trouve

$$\mu=2{,}87,$$

tandis que pour certaines cheminées du district de Mulhouse on a constaté que le coefficient de stabilité pouvait s'élever à 3,22. Mais nous pensons qu'il convient d'adopter notre première hypothèse, et par suite le chiffre (6), qui en est la conséquence.

2° *Cheminée circulaire.* — Nous substituerons par approximation à la surface intérieure en gradins la surface tronconique moyenne, et nous conserverons les notations qui précèdent, à cela près que a désignera le diamètre intérieur du fût à sa base.

La seule modification à apporter à ce que nous venons de voir consiste à multiplier la formule (1) par $\frac{\pi}{4}$, et c'est par le même coefficient que l'on devra multiplier le second membre de la formule (2).

357. *De la résistance des cheminées en tôle.* — Soient

H, R, R_0 la hauteur, les rayons à la base et au sommet de la cheminée;

r le rayon d'une section horizontale faite à la distance z en contre-bas du sommet;

e l'épaisseur correspondante;

Γ l'effort maximum par mètre carré que l'on veut développer dans la matière.

En négligeant le carré de $\frac{e}{r}$, qui est toujours une petite fraction, le moment d'inertie de la section de rayon r par rapport à un diamètre a pour valeur

$$I = \pi r^3 e,$$

et nous avons ainsi, pour l'équation de la flexion,

$$\frac{E\pi r^3 e}{\rho} = \frac{\mathfrak{R} z^2}{6}(2r + 4R_0).$$

Supposons que le fût soit un solide d'égale résistance; nous aurons $\frac{Er}{\rho} = \Gamma$, d'où

$$e = \frac{\mathfrak{R} z^2}{2\pi\Gamma r^2}(r + 2R_0). \tag{1}$$

Mais nous avons

$$\frac{r - R_0}{R - R_0} = \frac{z}{H},$$

d'où

$$r = R_0\left(1 + \frac{\varepsilon z}{H}\right), \tag{2}$$

en désignant par ε le rapport $\frac{R - R_0}{R_0}$. La formule (1) devient alors

$$e = \frac{\mathcal{R} z^2}{\pi \Gamma R_0} \frac{1 + \frac{\varepsilon}{3}\frac{z}{H}}{\left(1 + \frac{\varepsilon z}{H}\right)^2}. \tag{3}$$

La cheminée en tôle des forges de Fraisans a $22^m,50$ de hauteur, mesurée à partir de la section où se termine la maçonnerie intérieure; ses diamètres à la base et au sommet sont $1^m,80$ et $1^m,70$; elle est formée de quatre tronçons : le premier, qui forme le sommet, a 9 mètres de hauteur, et l'épaisseur de sa tôle est de $0^m,003$; la hauteur du deuxième est de 5 mètres, avec $0^m,004$ d'épaisseur de tôle; le troisième a également 5 mètres, avec une épaisseur de tôle de $0^m,005$; enfin la longueur de la portion du quatrième qui est limitée à la maçonnerie intérieure est de $3^m,50$, et l'épaisseur de sa tôle est de $0^m,006$. La cheminée dont il s'agit n'est pas d'égale résistance, mais elle est établie dans d'excellentes conditions. En effet, si la formule (3) s'y appliquait, en prenant $\Gamma = 10^6 \times 6$, comme on le fait d'habitude, et $\mathcal{R} = 180^{kg}$, on aurait

$e =$	^{mm} 1,10 pour	$z =$ ^{m} 9,0,
	1,78	14,0,
	3,43	19,0,
	4,55	22,5,

et les épaisseurs, comme on le voit, seraient inférieures aux épaisseurs réelles.

Enfin, en revenant à l'hypothèse d'une cheminée d'égale résistance, on trouve que sous l'action des plus grands vents elle ne fléchirait au sommet que de $0^m,095$.

358. *Tirage des cheminées.* — Soient

t_a, Π_a, p_a la température, le poids spécifique et la pression de l'air ambiant;

α le coefficient de dilatation des gaz;

H la hauteur de la cheminée, qui peut être sinueuse ou oblique;

L le développement de son axe;

D son diamètre moyen;

b le coefficient de frottement de l'air;

Π, p, t, V le poids spécifique, la pression, la température et la vitesse des gaz au débouché;

Ω la section de ce débouché;

K la proportion de perte de force vive due aux changements brusques de vitesse.

On a

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{p_a - p}{\Pi} - H - K\frac{V^2}{2g} - 4b\frac{L}{D}V^2;$$

mais

$$p_a = p + \Pi_a H,$$

d'où

$$V = \sqrt{\frac{2gH(\Pi_a - \Pi)}{\Pi\left(1 + K + \frac{8blg}{D}\right)}}.$$

Si l'on remarque que le rapport $\frac{p_a - p}{p_a}$ est toujours petit, on a à très peu près

$$\Pi = \Pi_a \frac{1 + \alpha t_a}{1 + \alpha t},$$

et il vient

$$(5) \qquad V = \sqrt{\frac{2gH\alpha(t - t_a)}{(1 + \alpha t_a)\left(1 + K + \frac{8bgL}{D}\right)}}.$$

Le poids des produits de la combustion débités par seconde est

$$(6) \qquad Q = V\Pi\Omega = \Pi_a\Omega\sqrt{\frac{2gH\alpha(t - t_a)(1 + \alpha t_a)}{\left(1 + K + \frac{8bgL}{D}\right)(1 + \alpha t)^2}}.$$

Le maximum de cette expression par rapport à t correspond à

$$t = \frac{1 + 2\alpha t_a}{\alpha} = 273° + 2t_a,$$

soit 303 degrés pour $t_a = 15°$. Ce maximum a pour valeur

$$(7) \qquad Q_1 = \Pi_a \Omega \sqrt{\frac{gH}{2\left(1 + K + \frac{8bgL}{D}\right)}}.$$

D'après Péclet, on devrait prendre :

Pour les cheminées en tôle.....	$8bg = 0{,}099$
» en poterie.....	0,0249
» en fonte ou cheminées tapissées de suie, quelle que soit leur nature..	0,050

Ces chiffres nous paraissent un peu exagérés, car, d'après d'Aubuisson et Girard, on aurait, pour un gaz quelconque,

$$8bg = 0{,}02784.$$

On fait varier le tirage avec K en fermant plus ou moins un registre placé à la base ou au sommet de la cheminée.

Désignons par η le poids du combustible que l'on doit brûler en une heure, ce qui est une donnée, et rappelons les chiffres suivants :

NATURE DU COMBUSTIBLE.	POIDS DU COMBUSTIBLE que l'on peut brûler en une heure sur 1 mètre carré de surface de grille.	ÉPAISSEUR du combustible sur la grille.
Houille ordinaire.....	100 à 200^{kg}	0^m,05 à 0^m,08
Houille sèche.....	40^{kg}	0^m,20
Coke.....	300 à 400^{kg}	0^m,20 à 0^m,30

Pour plus de sécurité, il faudra prendre le minimum des consommations données par ce Tableau, par lequel on divisera η pour obtenir la surface de grille S; par ce moyen, on ne sera pas exposé à des déceptions.

La section totale des carneaux, comme celle de la cheminée, doit être au moins égale à $\frac{S}{4}$, ce qui permet de fixer la valeur de Ω et celle du diamètre moyen D.

Pour brûler un combustible, il faut employer le double de l'air qui serait strictement nécessaire pour arriver au résultat, parce qu'une partie de l'air n'est pas brûlée; d'ailleurs, si l'on faisait autrement dans certains gazogènes qui remplissent à peu près les conditions théoriques, on arriverait à des températures telles, que les briques les plus réfractaires ne pourraient pas résister.

Ainsi on a, par kilogramme de combustible, en tenant compte de la quantité de cendres laissée par chaque combustible, les résultats suivants :

	Cendres pour 100.	Dépense d'air.
Houille moyenne.....	2,0	$22^{kg},27$
Coke.....	5,0	$25^{kg},51$
Coke.....	12,5	$22^{kg},72$

En ajoutant 1 kilogramme au poids de l'air, on aura, légèrement en excès, le poids du gaz produit par kilogramme de combustible. Ce poids, multiplié par η et divisé par 3600, fera connaître Q, et la formule (7) permettra de déterminer H.

CHAPITRE XV.

FONDATIONS DE MACHINES DIVERSES.

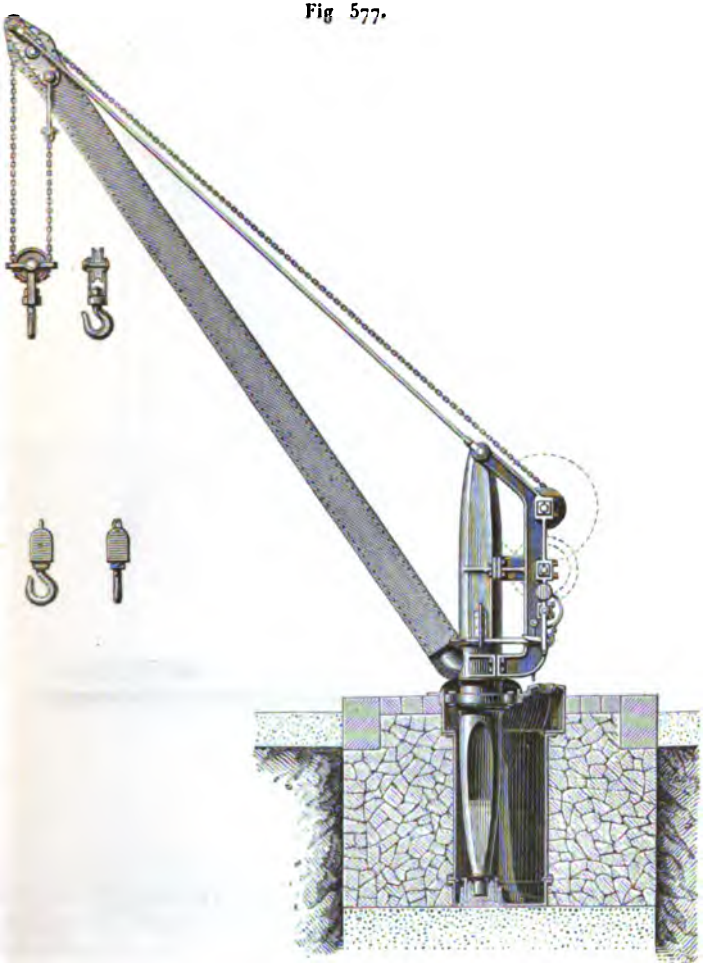
339. Jusqu'à présent, à notre connaissance du moins, les fondations des machines dans lesquelles l'action des forces est continue, ou bien où il se produit des chocs, ne paraissent pas avoir été l'objet d'études spéciales de la part des ingénieurs compétents; le constructeur juge *de visu* ce qui peut convenir dans chaque cas particulier pour assurer la stabilité, la solidité et la durée de la construction. Aussi, dans ce qui suit, nous bornerons-nous à indiquer, presque sans commentaires, des types de fondations relatives à quelques-unes des machines qui jouent ou ont joué un rôle important dans l'industrie.

360. *Grues.* — La *fig.* 577 représente une grue de la Compagnie des chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée, qui est construite de manière à pouvoir manœuvrer une charge au plus égale à 6000 kilogrammes.

La fondation, en allant de haut en bas, se compose d'un tube vertical en fonte de $0^m,435$ de hauteur et de $1^m,394$ de diamètre intérieur, qui est relié par des oreilles avec boulons à un second tube de $1^m,88$ de hauteur et $1^m,10$ de diamètre intérieur; ce dernier tube est réuni de la même manière, sans changement de diamètre, à un troisième tube de $0^m,25$ de hauteur, qui est muni d'un fond obtenu dans la même coulée et formant la boîte de la crapaudine. L'épaisseur des trois tubes est de $0^m,025$; ils reposent, ainsi que la maçonnerie en moellons bruts qui les enveloppe, sur un massif de béton; le collier du pivot de la grue est fixé à la partie supérieure du premier

tube. Les angles supérieurs de la maçonnerie sont en pierre de taille, et sont réunis par un sol en moellons smillés.

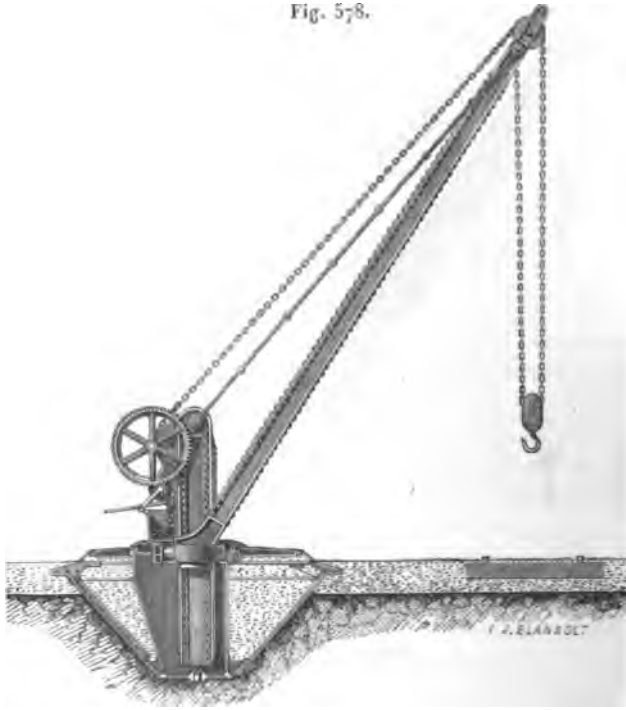
Fig 577.



Nous devons mentionner ici le système de grue de MM. G. Eiffel et Cie, qui a obtenu un très-grand succès à l'Exposition universelle de 1878. La fondation est réduite, on peut le dire, à sa plus simple expression; elle se compose d'un cuvelage

extérieur en tôle et fonte, de forme tronconique, composé de trois parties (*fig.* 578), dont la petite base forme le fond. Ce cuvelage renferme un lest en sable et est appuyé par sa couronne extérieure sur un ballast fortement comprimé. Un cuvelage intérieur en fonte, d'une seule pièce, sert de chemin au

Fig. 578.



roulement des galets et forme un puits étanche autour du pivot et de la crapaudine à laquelle on peut arriver par un trou d'homme indiqué à gauche et au bas de la figure. Un plateau d'une seule pièce réunit, par un clavetage, les deux cuvelages.

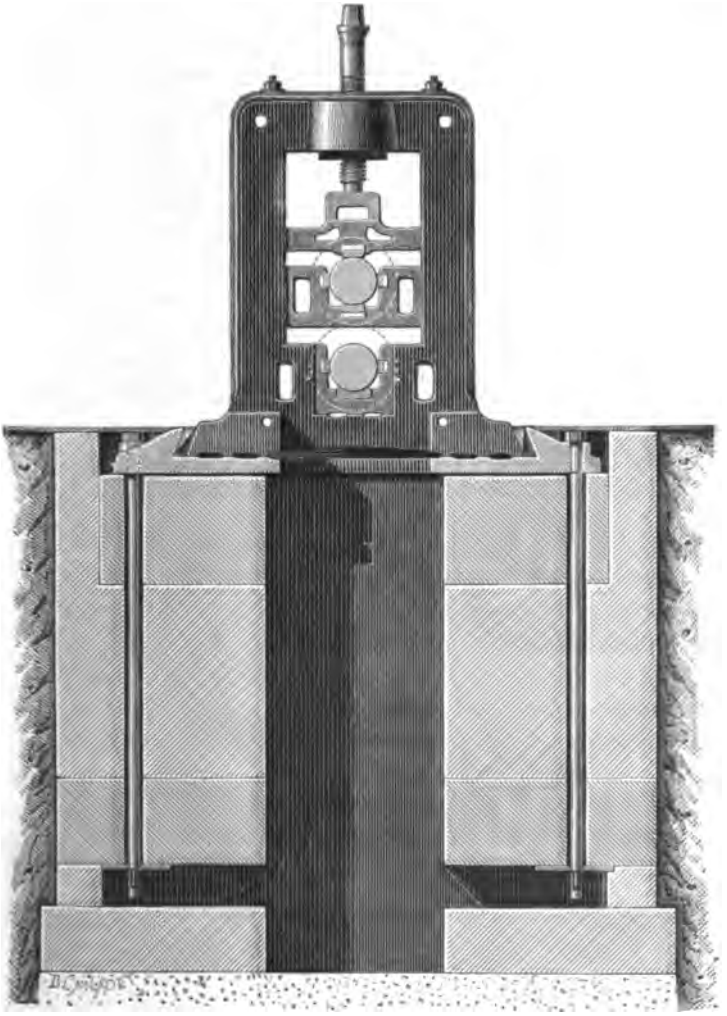
Le pivot, les cornières et la flèche sont en tôle.

Dans ce système, on évite l'emploi des contre-poids.

361. *Laminoirs.* — La *fig.* 579 représente le profil debout de la cage d'un train marchand moyen avec ses fondations.

Chacun des bâtis de la cage est coincé à sa base, de part et

Fig. 579.



d'autre, dans une semelle en fonte dont les points culminants sont à fleur du sol.

Les extrémités transversales de la semelle reposent sur des massifs identiques à parements verticaux, séparés l'un de l'autre par un vide de $0^m,80$ de largeur; le plan vertical déterminé par les axes des cylindres est un plan de symétrie.

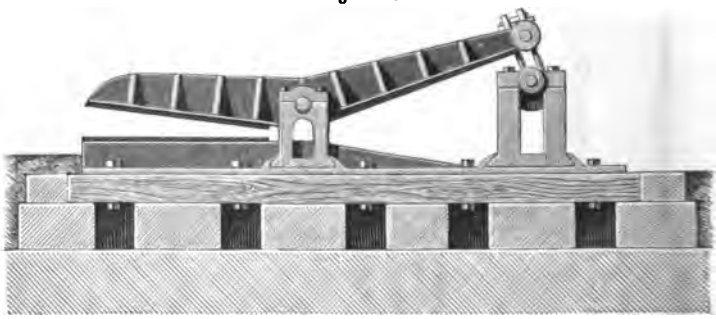
En allant de haut en bas, chaque massif se compose d'une assise en pierre de taille de $0^m,510$ d'épaisseur et de $0^m,750$ de queue, engagée dans une maçonnerie de moellons. En contre-bas, la maçonnerie occupe une hauteur de $0^m,895$ et est suivie d'un parpaing de $0^m,40$ de hauteur. Le parpaing repose sur $0^m,510$ de maçonnerie ordinaire formant fondation; au-dessous du parpaing on a ménagé une chambre horizontale, de $0^m,24$ de hauteur, qui permet de faire le clavetage de l'extrémité inférieure de deux boulons; ces boulons traversent tout le massif et la semelle en fonte contre laquelle les écrous sont serrés.

Une plaque de fonte, partant des coins de callage et recouvrant les écrous, se trouve dans le prolongement du niveau du sol de l'usine.

Une disposition analogue est employée pour les cylindres cingleurs.

362. *Presses de cinglage.* — Ces machines, dont la description est censée connue, ont disparu dans les grandes usines de France et ont été remplacées par les cylindres cingleurs et les marteaux-pilons.

Fig. 580.



La plaque de fondation (*fig.* 580) d'une presse ordinaire a 6 mètres de longueur et $1^m,50$ de largeur, et repose sur deux poutres longitudinales en charpente, auxquelles elles sont bou-

lonnées sur une assise en pierre de taille qui repose elle-même sur un massif de fondations ordinaires.

363. *Généralités sur les fondations des machines dans lesquelles il se produit des chocs.* — Si l'on se bornait, dans les fondations de pareilles machines, à employer des matériaux presque incompressibles, comme la pierre, la brique, etc., les chocs répétés produiraient, au bout d'un certain temps, des dégradations dans le sol qui sert de point d'appui lorsqu'il est solide, ou des affouillements suivis d'enfoncement dans le cas où le sol est formé de sable ou de gravier.

C'est pourquoi il convient, dans ce genre de fondations, de faire intervenir des matériaux qui, sans être complétement élastiques, jouissent cependant d'une élasticité suffisante pour atténuer, pendant un certain nombre d'années, l'influence des chocs, en d'autres termes, pour faire rendre en grande partie, suivant une expression admise, l'effet produit par la demi-force vive communiquée à la masse.

On arrive à ce résultat en faisant intervenir, dans les fondations appartenant à la catégorie dont nous nous occupons, le bois comme matière élastique, en même temps que les matériaux lithoïdes naturels ou artificiels.

Cela posé, il ne nous reste plus qu'à examiner quelques cas particuliers.

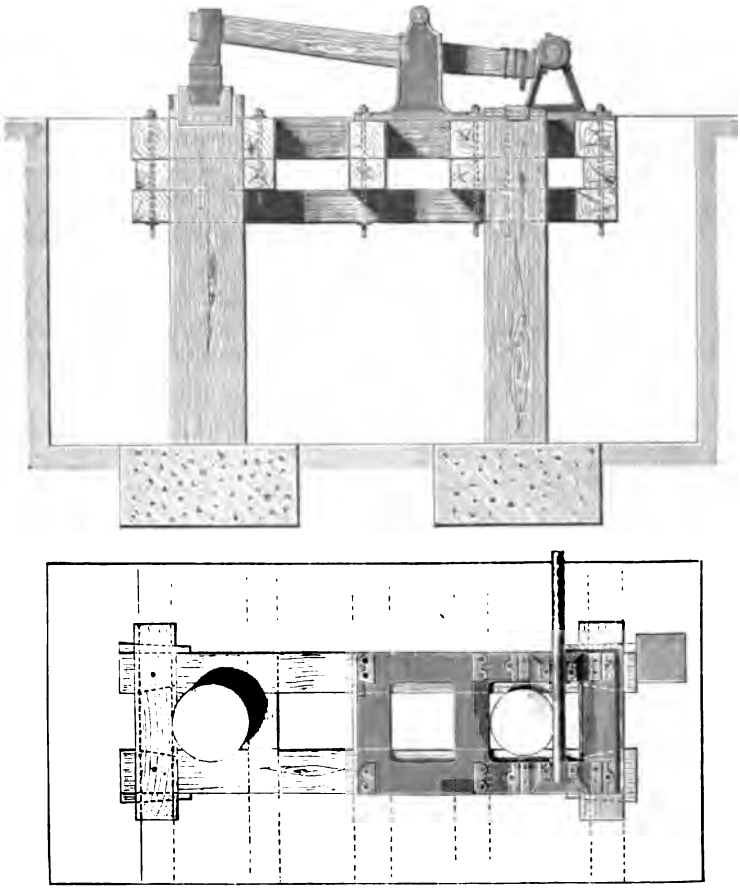
364. *Des martinets.* — La fondation (*fig.* 581) se compose de deux châssis rectangulaires en charpente, identiques en projection horizontale; le châssis supérieur affleure le sol, et les pièces qui le composent ont $0^m,40$ d'équarrissage; le châssis inférieur en est distant de $0^m,30$, et son équarrissage est aussi de $0^m,30$. Le plan vertical mené par les milieux des petits côtés du châssis est un plan de symétrie et passe par l'axe de la figure du martinet.

Un premier poteau vertical, reposant sur un dé en pierre, dont la section circulaire a $0^m,60$ de diamètre, supporte directement l'enclume et soutient les deux petits côtés adjacents du double châssis en pénétrant dans la pièce sur une certaine fraction de son diamètre; ces deux côtés, ainsi qu'une tra-

verse joignant les châssis, dont l'équarrissage est par suite de $0^{m},30$, sont réunis par des boulons.

Deux traverses boulonnées sont maintenues de la même ma-

Fig. 581.



nière par le poteau, mais sont diamétralement opposées aux précédentes ; l'une d'elles fait partie du châssis supérieur, l'autre joint les deux châssis. Enfin le même poteau est entaillé de manière à laisser passer les longrines.

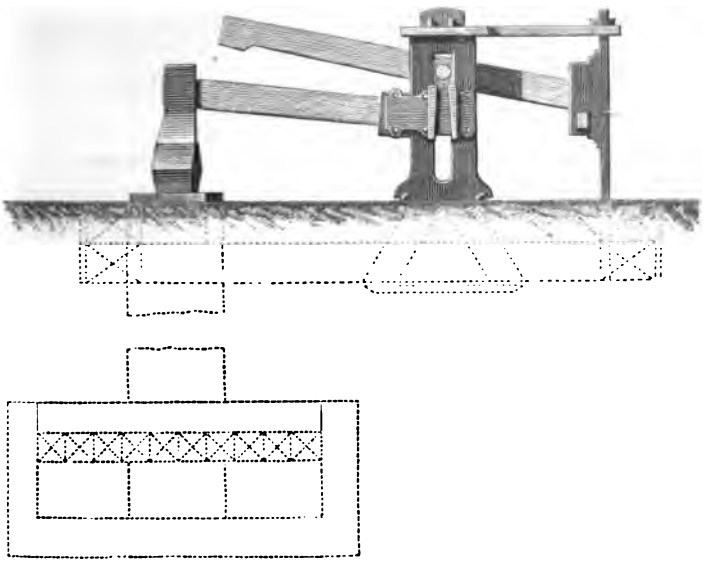
Un autre poteau de $0^m,50$ de diamètre, reposant comme le premier sur un dé en pierre, est aussi embrassé à l'intérieur par deux traverses superposées; son axe coïncide avec l'un des pieds de la chaise de l'arbre à cames; les deux traverses, ainsi que deux autres qui leur sont identiques, sont placées sous les empatements du palier du marteau.

La seconde extrémité du double châssis est renforcée comme la première par une traverse intermédiaire.

D'après cet exposé, on voit que les supports de l'enclume et de la chaise sont très-sensiblement invariables, et que c'est surtout le double palier qui éprouve des oscillations quand la machine est en fonction.

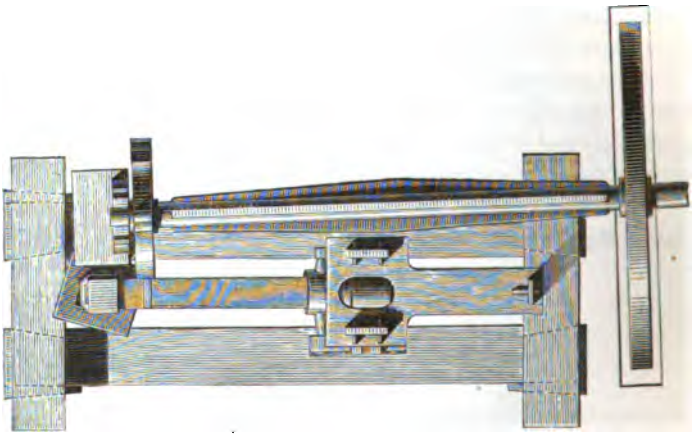
365. *Marteau à soulèvement.* — On remarque (*fig.* 582 et 583) d'abord comme fondation deux châssis rectangulaires en bois, superposés, dont l'un affleure le sol; leur équarrissage est de $0^m,35$ et leur longueur de 6 mètres environ. C'est dans

Fig. 582.



cette masse que se trouve engagé le palier du marteau et qu'est boulonnée la pièce qui guide la queue du rabat. L'enclume est également engagée dans le double châssis; mais, en ce point, le système est soutenu par un massif en maçonnerie

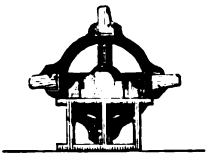
Fig. 583.



de 1 mètre de côté et de 1m,65 de hauteur, qui repose sur une assise de solives longitudinales jointives, reposant elle-même sur une assise de solives transversales; cette dernière assise a pour point d'appui une maçonnerie en pierre de taille de 0m,60 d'épaisseur. Enfin les solives et la pierre de taille sont renfermées dans une chambre en maçonnerie de moellons.

La *fig.* 584 représente le profil de l'arbre à cames.

Fig. 584.



366. *Marteau frontal.* — Cet engin (*fig.* 585 et 586), de même que la presse, auquel on a renoncé depuis bien des

années, rentre dans le domaine de l'histoire et ne doit être ici que l'objet d'une simple mention.

Fig. 585.

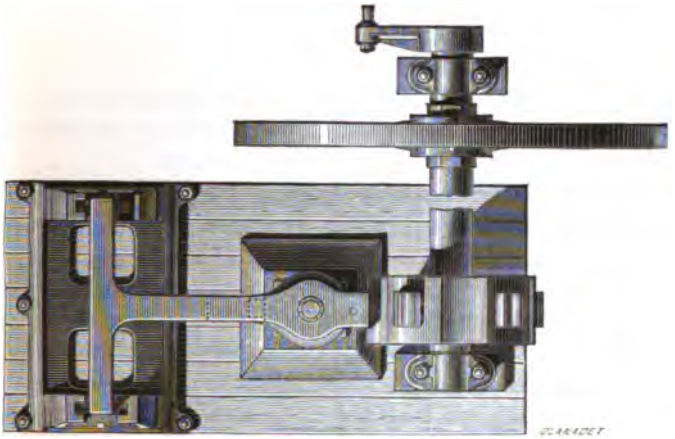
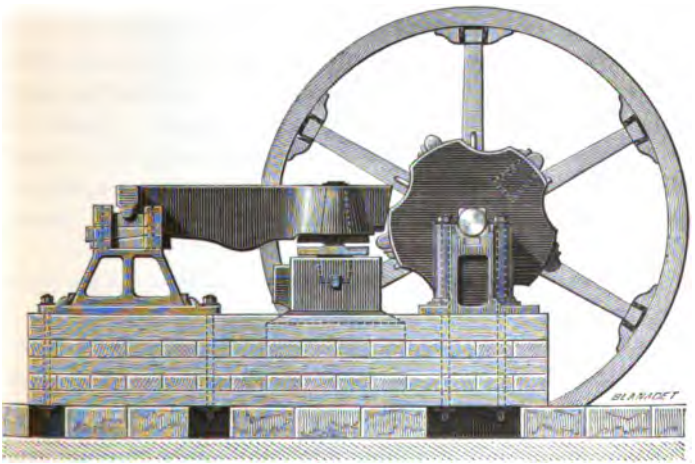


Fig. 586.



La chaise du couteau du marteau et le palier de l'arbre à cames sont fixés par des boulons sur un massif formé de cinq

assises de solives jointives placées alternativement dans le sens longitudinal et dans le sens transversal en partant du dessus. L'enclume est engagée dans la première assise. Le tout repose sur un système de libages transversaux dans lequel on a ménagé des vides pour le clavetage des boulons. Au-dessous se trouve une fondation ordinaire.

367. *Marteaux-pilons.* — La *fig.* 587 représente un marteau-pilon de 6000 kilogrammes, dont la hauteur est de $1^m,50$ et le côté de 1 mètre; la chute est de 2 mètres.

Le bâti du marteau repose sur deux massifs en maçonnerie de $1^m,60$ de largeur sur $1^m,60$ de hauteur, séparés l'un de l'autre par un intervalle de $1^m,80$. Ces massifs sont établis sur des pièces de bois transversales, séparées l'une de l'autre par des fers de plancher en double T. En allant en profondeur, on trouve deux assises superposées de solives longitudinales jointives, une assise de solives transversales également jointives comme la dernière assise dont les éléments sont longitudinaux. Arrive ensuite une assise en pierre de taille qui repose sur une maçonnerie en moellons à joints incertains et mortier. Toutes les assises ci-dessus ont $0^m,35$ de hauteur.

L'enclume est engagée dans une forte pièce de fonte appelée *chabotte*, qui repose sur la première assive de solives, dans l'intervalle dont il a été question ci-dessus. La partie supérieure de la chabotte a 1 mètre de hauteur, $1^m,30$ de côté au sommet et $1^m,45$ à la base. Une embase de $0^m,1$ d'épaisseur la réunit à la partie inférieure entaillée en conséquence et qui forme, par suite, saillie. La hauteur de cette dernière pièce est de $1^m,38$, et son côté $1^m,75$.

Une plaque de fonte au niveau du sol détermine les abords de la machine.

Les *fig.* 588 et 589 se rapportent au marteau de 80 tonnes construit au Creusot, et dont un spécimen en bois de grandeur naturelle a fait partie de l'Exposition de 1878. Dans ces figures:

A représente le marteau terminé à sa partie inférieure par la frappe;

B l'enclume;

D la chabotte formée de six assises en fonte, supportée par un

Fig. 587.

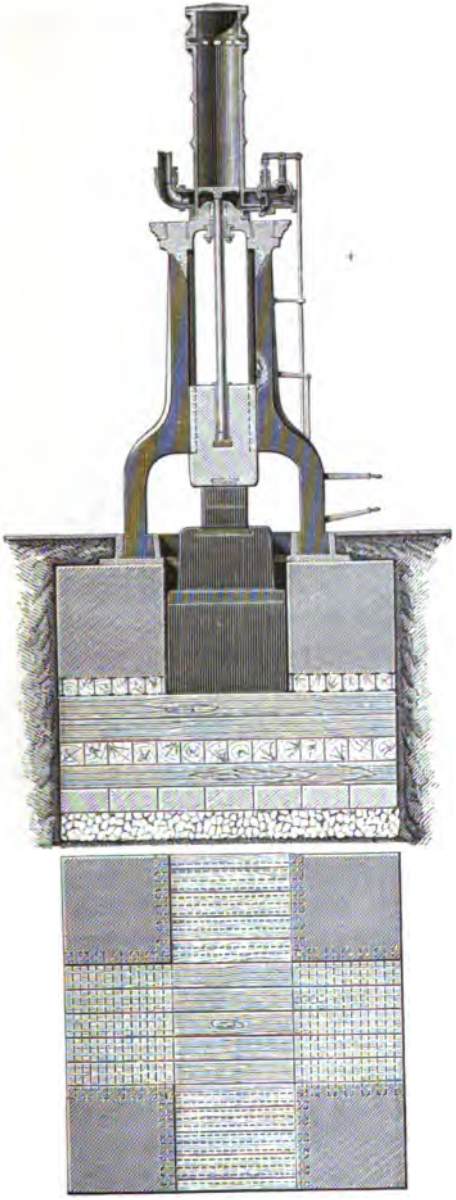
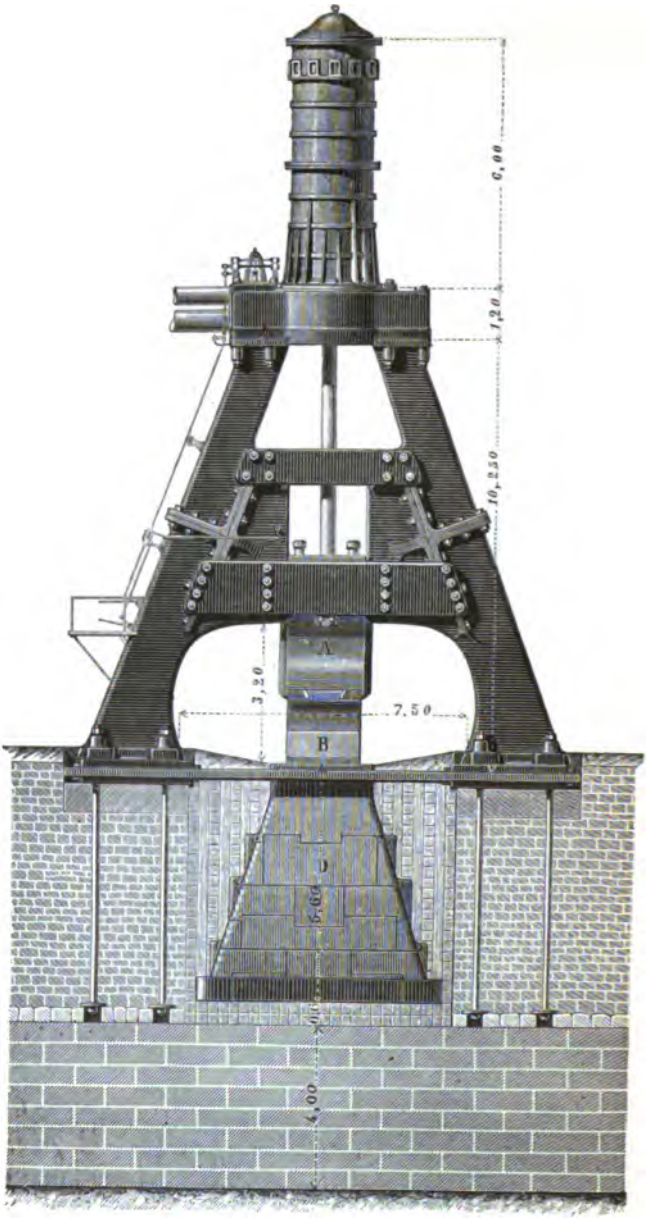


Fig. 588.



lit de madriers en chêne et enveloppée par un remplissage en

Fig. 589.

chêne. Ce remplissage est englobé dans un massif en maçonnerie au ciment.

CHAPITRE XVI.

AMÉNAGEMENT DES EAUX MOTRICES.

368. Quand un cours d'eau débite en eaux moyennes 10 à 12 mètres cubes par seconde, il commence à prendre rang parmi les rivières. Quand le débit atteint 30 à 40 mètres cubes, la rivière devient généralement navigable, soit naturellement, soit à l'aide de certains travaux dont nous nous occuperons en temps opportun. La Seine débite moyennement 100 mètres cubes à Paris; la Garonne, 150 mètres cubes à Toulouse; le Rhône, plus de 600 mètres cubes à Lyon.

Nous ne nous occuperons uniquement, dans ce Chapitre, que des cours d'eau considérés au point de vue de la force motrice qu'ils créent pour les besoins de l'industrie.

On appelle *niveau légal de retenue* la hauteur à laquelle l'usinier doit, par une manœuvre convenable des vannes de décharge, maintenir les eaux en temps ordinaire et les ramener autant que possible, pendant les crues, au niveau légal.

La différence entre le niveau de la retenue et les points les plus déprimés des terrains qui s'égouttent dans le bief d'amont varie avec la nature du sol et le régime du cours d'eau. Généralement, cette différence diffère peu de $0^m,16$.

369. *Ouvrages régulateurs.* — Toute retenue doit être accompagnée, à quelques exceptions près bien motivées, de :

1° Un *déversoir de superficie*, ayant pour objet d'assurer immédiatement l'écoulement des eaux lorsque quelques variations dans le régime de la rivière font accidentellement dépasser le niveau légal. La longueur du déversoir doit généralement être

égale à la largeur du cours d'eau aux abords de l'usine, dans les parties où le lit conserve son état normal.

Sur les cours d'eau ordinaires, dont le débit peut être entièrement utilisé par l'usine, la crête du déversoir est arasée sur toute son étendue suivant le profil de l'eau retenue au niveau légal à l'époque des eaux moyennes, l'usine marchant régulièrement et le bief étant convenablement curé.

Sur les rivières dont les eaux ne sont pas utilisées en totalité par l'usine, le déversoir, qui a souvent une grande étendue, peut être disposé de manière à servir à l'écoulement d'une grande partie de la rivière, même pendant les eaux ordinaires; il doit être, par suite, dérasé au-dessous de la hauteur de la retenue, à l'exception d'une partie du couronnement qui doit être réglée à cette hauteur, pour pouvoir vérifier si le niveau légal est observé.

2° *Vannes de décharge.* — Ces vannes sont destinées à livrer passage aux eaux des crues. Leur débouché doit être calculé de telle manière que toute la rivière, à pleins bords, puisse y passer comme si l'usine n'existait pas. La hauteur des seuils doit être fixée de manière à conserver la pente moyenne du fond du cours d'eau et à ne produire dans le lit aucun encombrement nuisible.

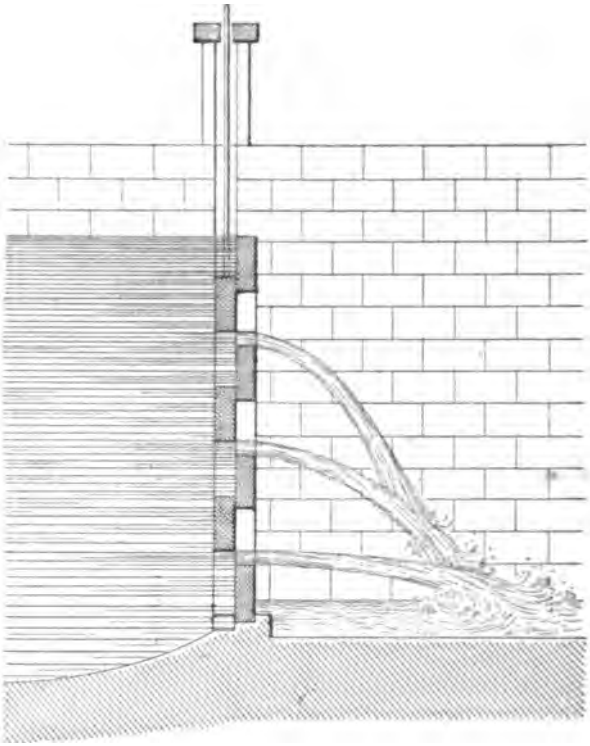
Les *canaux de décharge* doivent être disposés de telle façon qu'ils embrassent, à leur origine, les travaux dont ils sont la continuation, et qu'ils permettent d'écouler toutes les eaux que ces travaux peuvent débiter.

370. *Vannes motrices.* — Les *vannes levantes* sont les plus employées, parce qu'elles sont les plus simples. Mais, lorsque la hauteur d'eau en amont est considérable, elles offrent l'inconvénient d'exiger une manœuvre pénible, à cause des frottements que l'on a à vaincre.

On emploie souvent aussi les vannes dites *à jalousie* (*fig.* 590). Ici la vanne de décharge est fermée par une grille composée de traverses horizontales présentant autant de vide que de plein. La vanne est formée d'une grille semblable à la précédente. Lorsque les parties pleines de la vanne sont opposées aux parties vides de la grille fixe, l'orifice de décharge

est fermé. Si l'on soulève alors la vanne d'une hauteur égale à celle de l'une des traverses, on ouvre à la fois tous les orifices partiels.

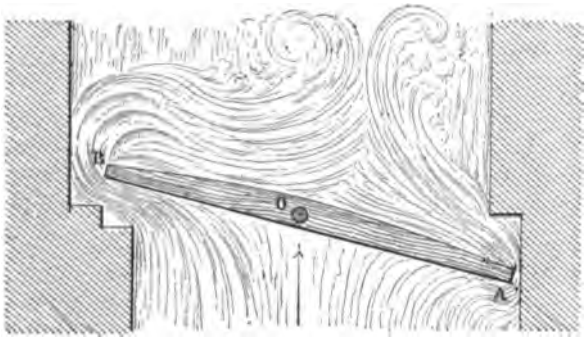
Fig. 590.



371. *Vannes papillons ou vannes tournantes.* — Une pareille vanne est formée d'un châssis plein en bois ou en tôle mobile autour d'un axe vertical O (*fig.* 591), et qui, étant fermée, vient buter par une extrémité A contre un appui en amont et par l'autre extrémité B contre un appui vers l'aval; la longueur OA est un peu supérieure à OB. Si l'on veut vider le bief d'amont, il suffit d'un léger déplacement angulaire de la vanne pour que la différence de pression sur AO et OB détermine l'ouverture complète de l'orifice.

Le niveau étant établi entre les deux biefs, on n'a qu'à vaincre un frottement insignifiant pour remettre la vanne dans sa position normale.

Fig. 591.



372. *Vannes automobiles.* — On désigne ainsi des vannes substituées aux vannes ordinaires de décharge qui s'ouvrent sous la pression de l'eau lors des crues. Le fonctionnement de ces vannes est très-incertain, en raison surtout des ensablements; aussi est-il indispensable qu'elles puissent se manœuvrer à bras.

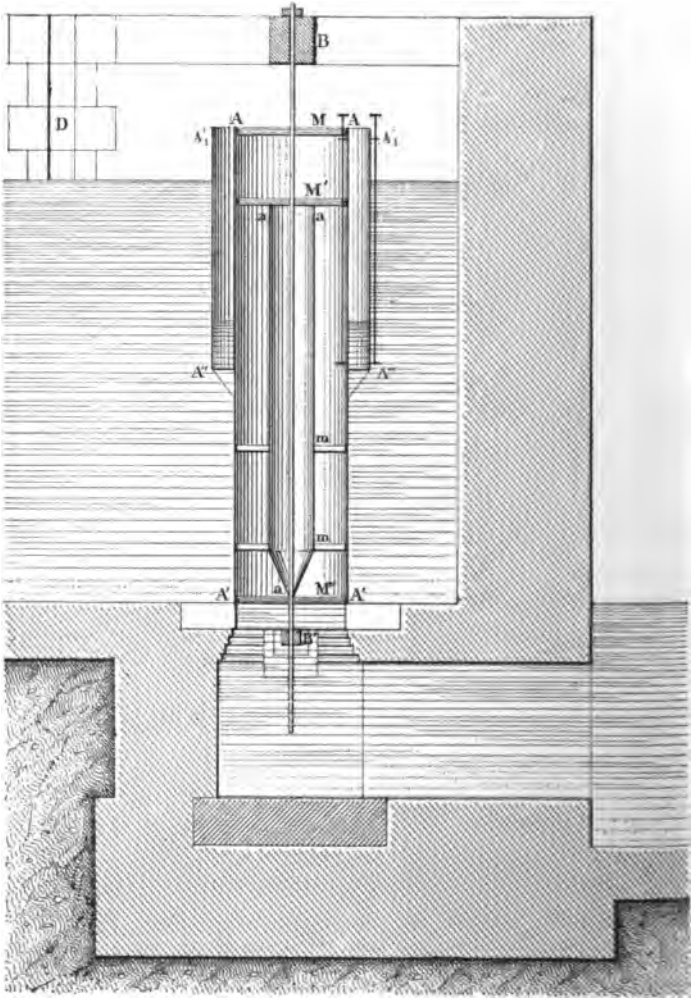
Quoique ce système soit à peu près abandonné, nous croyons devoir nous arrêter quelques instants à la vanne de M. J. Guibal, en raison des bons résultats qu'elle a donnés.

373. *Vanne automobile de M. J. Guibal.* — Cette vanne (*fig.* 592 et 593), qui a été établie sur le canal latéral à la Garonne, se compose d'un cylindre en tôle AA A' A', de $0^m,0015$ d'épaisseur et de $0^m,50$ de diamètre, ouvert à ses extrémités, reposant, par sa base A' A', sur un orifice circulaire de même diamètre pratiqué dans la voûte d'un aqueduc très court qui relie les deux biefs. Ce cylindre est fixé au moyen de trois cercles en fer très légers M, M', M'', avec bras, à une tige guidée par les traverses B, B'; *m*, *m* représentent deux cercles sans bras qui servent d'armatures.

Un cylindre concentrique extérieur A', A', A'' A'', fermé au fond par une couronne en tôle, sert de flotteur; il est muni à sa

partie inférieure de deux robinets que l'on manœuvre à l'aide de tringles, l'un extérieur, qui sert à augmenter la charge

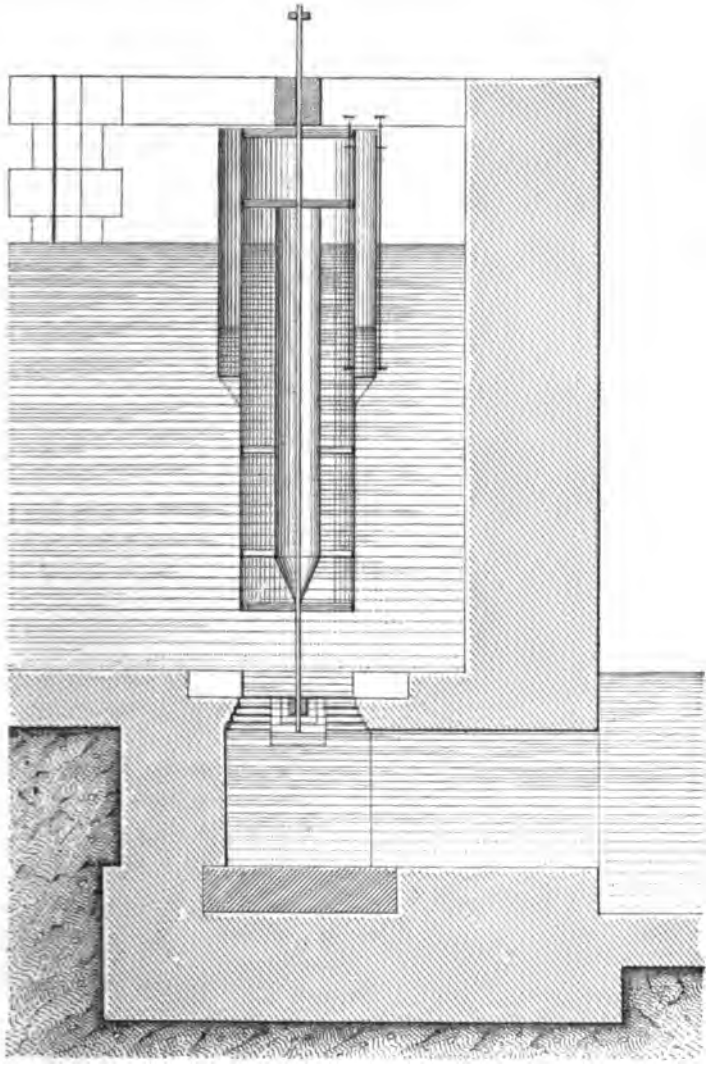
Fig. 592.



d'eau qui sert de lest, l'autre donnant dans le premier cylindre, qui permet de diminuer cette charge. A l'intérieur se

trouve un autre flotteur cylindrique aaa', terminé à sa partie

Fig. 593.



inférieure par un cône et fixé sur la même tige que le cylindre

AAA'A'. Une coulisse à poutrelles D a été ménagée en vue des réparations.

Supposons que pour le niveau normal du bief d'amont on ait réglé le lest de manière que le cylindre principal se repose sur le fond, en n'exerçant sur le pourtour de l'orifice que la pression strictement nécessaire pour rendre étanche ce pourtour. Le niveau venant à augmenter de $0^m,025$ seulement, la vanne s'élève graduellement et sans choc à l'instant initial; l'eau pénètre dans l'intérieur et immerge de plus en plus le petit flotteur. Le mouvement ascensionnel cesse, également sans choc, lorsque le niveau est le même à l'intérieur qu'à l'extérieur, et la vanne est alors à son maximum d'ouverture, soit $0^m,29$.

Dès que le bief d'amont reprend son niveau normal, la colonne qui remplissait le cylindre s'abaisse progressivement jusqu'au niveau de l'orifice, et la vanne se referme sans secousse.

Des expériences faites avec des appareils de hauteurs et de diamètres différents ont démontré que, lorsque le cylindre est éloigné du fond de $\frac{58}{100}$ de son diamètre, le liquide intérieur arrive au niveau du liquide extérieur, et le débit est le même que si la vanne était supprimée.

La vanne, pour empêcher la pluie de tomber dans le flotteur extérieur, est protégée par une toiture à laquelle on pourrait substituer un couvercle annulaire disposé sur ce flotteur.

En nous plaçant à un point de vue exclusivement statique, négligeant l'inertie ou les mouvements oscillatoires auxquels elle donne lieu, nous allons chercher à nous rendre compte, d'une manière plus précise que ci-dessus, du fonctionnement de l'appareil.

Soient

R, R', R'' les rayons du cylindre, du flotteur extérieur et du flotteur intérieur;

H, H' les hauteurs du cylindre et du flotteur extérieur;

P le poids de la vanne;

p la pression totale qui doit être exercée, lorsque le niveau

est normal, sur le pourtour de l'orifice, pour que la fermeture soit à peu près complète;

Δ le poids spécifique du liquide;

x_0, x les hauteurs du sommet de la vanne au-dessus du niveau normal et du niveau surexhaussé de η;

$h = H - x_0$ la hauteur connue du niveau normal au-dessus du plan de l'orifice.

On peut, sans erreur appréciable, supposer que le flotteur intérieur est un cylindre terminé par un fond plat compris dans le plan ci-dessus.

Il est facile de voir que l'on a

$$\pi(R'^2 - R^2)(H' - x_0)\Delta = P - p,$$
$$\pi(R'^2 - R^2)(H' - x) + \pi R''^2(H - x) = P,$$

d'où, en éliminant P,

$$(1) \qquad x - x_0 = \frac{R''^2(H - x_0) - \frac{p}{\pi\Delta}}{R'^2 - R^2 + R''^2} = \frac{R''^2 h - \frac{p}{\pi\Delta}}{R'^2 - R^2 + R''^2}.$$

On voit ainsi que, dès que la vanne vient à s'ouvrir, sa base supérieure s'élève, du moins après quelques oscillations, à une hauteur constante au-dessus du niveau.

Si z désigne la hauteur verticale du débouché, on a, en égalant deux expressions de la hauteur du niveau au-dessus de l'orifice,

$$H - x_0 + \eta = H - x + z,$$

d'où

$$z = x - x_0 + \eta,$$

et le débit varie ainsi proportionnellement à l'élévation du niveau.

La valeur η_0 de cette élévation, correspondant au moment où la vanne est sur le point de s'ouvrir, est évidemment donnée par la relation

$$\pi(R'^2 - R^2)\eta_0\Delta = p,$$

et la hauteur du débouché peut se mettre sous la forme suivante :

$$(2) \qquad z = \frac{R''^2 h - (R'^2 - R^2)\eta_0}{R'^2 - R^2 + R''^2}.$$

Les formules (1) et (2) supposent que le flotteur extérieur reste plongé dans l'eau ou que $H > x$, condition qu'il est facile d'exprimer.

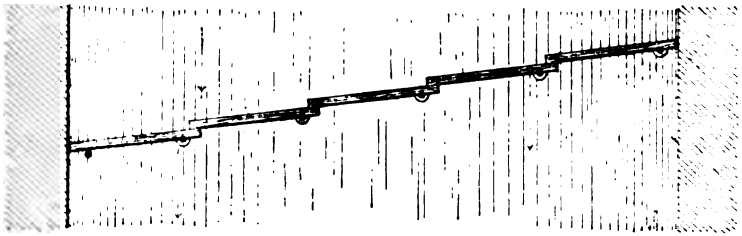
374. *Des barrages mobiles.* — Les cours d'eau des régions montagneuses grossissent souvent, dans un temps très-court, d'une manière considérable, à la suite d'averses et d'orages. Si le fait se produit pendant la nuit, il est assez difficile de lever à temps les vannes de décharge, lors même qu'on n'a qu'un pont à traverser.

Un barrage qui peut être abattu instantanément par une simple manœuvre faite dans l'intérieur de l'usine peut, sous ce rapport, offrir de grands avantages.

Nous ne citerons ici que le barrage de la tréfilerie de Quingey (département du Doubs), sur la rivière de la Loue, qui existe depuis un temps immémorial et dont le système a reçu son application dans plusieurs départements, notamment dans l'Yonne.

Ce barrage (*fig.* 594) se compose d'une série de planchettes

Fig. 594.



placées sur la crête du radier, mobiles autour d'axes verticaux en fer. Supposons, par exemple, que le canal de l'usine se trouve à gauche pour l'observateur placé en aval. La longueur de la portion de chaque planchette située à droite de l'axe est très-petite par rapport à celle de l'autre; sur son petit bout s'appuie le grand bout de la planchette suivante en allant vers la droite, et ainsi de suite. Enfin le grand bout de la première planchette s'appuie contre une tringle verticale guidée par des

anneaux fixés à la maçonnerie et dont la partie supérieure se termine par une poignée. Si l'on enlève la tringle, tout se déclanche et les planchettes prennent la direction du fil de l'eau. Il est facile de remettre le barrage en place en temps voulu, en levant les vannes de décharge pour mettre le radier à sec; deux ouvriers replacent successivement, en partant de la droite, les planchettes dans leur position normale; enfin ils les calent au moyen de la tringle dont nous avons parlé plus haut. L'opération dure au plus un quart d'heure pour une longueur de crête de 70 mètres.

CHAPITRE XVII.

NAVIGATION INTÉRIEURE.

§ I. — *Des cours d'eau.*

375. *Généralités.* — L'*étiage*, en un point déterminé d'une rivière, est le niveau le plus bas qu'atteignent les eaux en ce point.

Le vent peut accélérer ou ralentir le mouvement de l'eau selon le sens dans lequel il souffle; mais on n'a sur ce sujet aucune donnée précise.

La hauteur journalière de l'eau est constatée au moyen d'une échelle verticale appliquée contre une maçonnerie, dans une rainure ménagée à cet effet. Les zéros des diverses échelles doivent être rattachés entre eux par un nivellement. Les échelles en bois n'ont qu'un caractère provisoire; les échelles permanentes sont généralement en tôle émaillée.

376. *Rapport du volume de pluie tombé au débit des rivières.* — Il s'agit ici, bien entendu, du volume de pluie tombé dans le bassin d'un cours d'eau.

Le rapport dont il est question peut varier considérablement d'une rivière à une autre, même quand elles se trouvent dans une zone d'un rayon peu étendu. Nous nous bornerons à citer les chiffres suivants :

	Rapport.
Marnes du trias de l'Auxois	0,65
La Saône à Trévoux	0,53
La Saône à Lyon	0,50
La Garonne en amont de Marmande	0,65
La Seine à Paris	0,29

	Rapport.
L'Eure à Louviers (terrain très-perméable).....	0,155
L'étang de Grondesange (canal de la Marne au Rhin).	0,493
Le réservoir du Gros-Bois (canal de Bourgogne)..	0,61
Le Pô.....	0,75

377. *Rapport des débits extrêmes des cours d'eau.* — On a pour :

La Somme à Abbeville.....	2,75
L'Eure à Louviers.....	11,25
Le Rhin à Kehl.....	13,26
Le Pô à Ponto-Logoscuro.....	27,71
La Garonne à Tonneins.....	2,83
La Loire à Roanne.....	14,58

378. *Évaporation annuelle.* — On évalue en hauteur la perte d'eau due à l'évaporation.

On a :

	m
A Paris, sur les canaux de Nantes à Brest, de la Sambre à l'Oise et du Centre.....	1,46
Dans les Marais-Pontins.....	3,36
A Marseille.....	2,40

379. *Influence de la culture des forêts sur le niveau des crues.* — C'est sous toutes réserves que nous reproduisons les règles suivantes, qui en quelques points nous paraissent très-contestables.

1° Le défrichement en faveur de la culture fait baisser le niveau des lacs et des étangs. Il paraît favorable à l'abaissement des crues.

2° Le sol boisé étant moins sujet au ravinement que le sol cultivé, il peut y avoir avantage à reboiser les terrains à pente rapide et à sous-sol imperméable ; il convient, en effet, de conserver la terre végétale, dont nous n'avons pas à apprécier ici la valeur au point de vue agronomique.

380. *De l'entraînement des matières solides en suspension dans l'eau en mouvement.* — Soit V la vitesse d'une couche d'eau située à la profondeur z en contre-bas du niveau d'une rivière.

D'après Dupuit, la puissance de suspension des matières solides serait proportionnelle à $-\frac{dV}{dz}$. Il déduit de là que :

1° Un cours d'eau de peu de profondeur ne peut tenir en suspension que des matières très-ténues, la dérivée $-\frac{dV}{dz}$ étant pour ainsi dire nulle.

2° Un cours d'eau profond doit laisser des limons sur des terrains élevés, et au bas des graviers plus ou moins gros.

§ II. — *De l'amélioration des cours d'eau au point de vue de la navigation.*

381. En général, les cours d'eau présentent, relativement à la navigation, certaines imperfections, mais que l'art de l'ingénieur sait faire disparaître, ou à peu de chose près. Ces imperfections tiennnent principalement aux trois causes ci-après : 1° manque de profondeur, soit par suite de l'existence de hauts fonds permanents, soit en raison du dispersement de l'eau ; 2° sinuosités du cours ; les courbes trop raides présentent à la navigation des obstacles difficiles à franchir ; 3° vitesse trop forte du courant ; la descente des bateaux peut devenir dangereuse et leur montée impossible.

382. *Augmentation de la profondeur de l'eau.* — 1° Lorsque le manque de profondeur tient à la présence d'un haut-fond de rocher qui résiste à l'érosion, on dérase le banc de manière à pouvoir creuser un chenal ; si le banc est très-étendu, on élève en aval un barrage dont la retenue fournit une profondeur suffisante sur toute la longueur.

2° Lorsque le haut-fond est formé de matières mobiles, comme le sable et le gravier, on n'obtient par le dragage qu'une amélioration provisoire, du moins en général, parce que la présence du haut-fond tient à des causes naturelles qui tendent constamment à le reformer. Sur certaines rivières, on se résigne à faire des dragages périodiques qui maintiennent le chenal dans un état satisfaisant.

Souvent on resserre, au moyen de deux digues latérales, le

lit de la rivière au passage du haut-fond; la vitesse de l'eau se trouvant ainsi augmentée, le haut-fond est corrodé, disparaît, mais souvent pour reparaître un peu plus en aval.

On peut encore élever le niveau de l'eau au moyen d'un barrage comme ci-dessus.

Enfin, dans certains cas, on creuse une dérivation qui prend en amont et rejoint la rivière en aval du banc.

3° Lorsque le manque de profondeur provient de la dispersion des eaux, on remédie quelquefois à cet inconvénient par des barrages ou des dérivations; mais le procédé le plus généralement employé consiste à rétrécir le lit de la rivière.

Quand le cours d'eau se divise en plusieurs bras, on barre au moyen de digues les bras secondaires, et l'on ramène ainsi toutes les eaux dans un seul lit.

Lorsqu'il n'existe qu'un seul lit, on diminue sa largeur au moyen d'endiguements.

Autrefois on employait ce que l'on appelle des *épis*, digues dirigées normalement aux berges où elles s'enracinent. Un épi se termine par un *musoir*, ou portion de digue longitudinale, qui lui donne la forme d'un T. Mais le système des épis, qui est très-convenable lorsqu'il s'agit de gagner du terrain propre à l'agriculture sur une rivière non navigable, comme la Durance, ne vaut rien pour les rivières navigables, en raison des sinuosités auquel il donne lieu. Alors il faut avoir recours à des digues longitudinales qui permettent de rétrécir le lit autant qu'on le veut et d'assurer la profondeur que réclame la navigation.

Lorsqu'il s'agit d'un cours d'eau tranquille, dont le débit est assez constant, et qui n'est pas sujet à des crues extraordinaires, on emploie des *digues insubmersibles*, et les portions de terrain retranchées du lit restent constamment à sec. C'est ce que l'on a fait pour la Seine.

Lorsque le cours d'eau est sujet à des crues torrentielles, il faudrait établir, pour maintenir les eaux extraordinaires dans le lit rétréci, des digues fort élevées et qui présenteraient des dangers de rupture. On préfère alors employer des *digues submersibles;* pendant l'étiage, les eaux restent dans le lit principal, où elles assurent à la navigation une profondeur suffi-

sante. En temps de crue, la rivière franchit les digues, qui deviennent alors inutiles, et les eaux s'écoulent par la totalité du lit primitif : exemples, le Rhône et le Rhin.

4° Les fleuves présentent souvent à leur embouchure un manque de profondeur qui est généralement dû à l'existence d'une *barre;* on n'a tenté, jusqu'ici, de corriger cette imperfection que par l'emploi de digues longitudinales. Ces digues offrent l'avantage de réunir toutes les eaux dans un lit plus étroit, et par suite de donner un peu plus de profondeur; mais elles créent un obstacle à la marée, diminuent le débit à la marée descendante, ce qui est favorable à la production de la barre, et par conséquent désastreux. Aussi n'a-t-on pas obtenu, jusqu'ici, de bien bons résultats dans l'amélioration de l'embouchure des fleuves; on a réussi pour le Danube, mais on n'a obtenu, sur l'Adour et le Rhône, d'autre résultat que de reculer la barre, sans la supprimer.

383. *Sinuosités des rivières.* — Lorsqu'un cours d'eau présente un coude prononcé, la vitesse du courant est généralement assez forte le long de la rive concave, ce qui est une gêne pour la navigation. D'ailleurs, on comprendra aisément que le halage devient presque impossible sur l'autre rive, qui présente peu de profondeur, en raison des atterrissements.

On peut redresser le lit du cours d'eau en entamant la rive convexe et remblayant, dans une certaine mesure, la rive opposée. Il est indispensable de défendre, par des perrés, la berge artificielle concave, pour empêcher les érosions qui tendraient à rétablir le lit naturel.

Dans certains cas, on a changé le lit de la rivière.

On peut aussi, comme on l'a fait pour le Rhin, diriger le courant, au moyen de digues, sur la berge où l'on veut pratiquer une coupure pour former le nouveau lit; l'eau se charge alors d'une partie du déblaiement.

Dans d'autres circonstances, on se contente d'établir une dérivation qui permet aux bateaux d'éviter le coude. On a, par exemple, établi à Joinville-le-Pont une percée qui permet à la navigation d'éviter le tour de Marne. Un semblable travail vient d'être exécuté à Besançon dans le massif de la citadelle.

Lorsque la vitesse d'un cours d'eau est considérable sur une grande longueur, on doit renoncer à utiliser la rivière pour la navigation (exemples, la Durance, l'Isère). Quand cet inconvénient ne se produit que sur une faible longueur, on peut améliorer le cours d'eau au moyen de barrages successifs. Ces barrages sont fixes ou surmontés d'engins mobiles, que l'on supprime pour laisser passer les crues.

Quelquefois on établit une dérivation en canal lateral, correspondant à la partie de la rivière où le courant est trop rapide, et l'on rachète la chute au moyen d'écluses.

Sur le Rhône, où la vitesse de l'eau ne permet pas de haler les bateaux, la navigation se fait au moyen de bateaux toueurs ou à grappins.

§ III. — *Navigation en rivière.*

384. *D'un cours d'eau remplissant les conditions voulues pour être navigable.* — En principe, le chemin de halage doit être placé à proximité du chenal fréquenté, et qui généralement suit le thalweg. Il faut, autant que possible, éviter la traversée d'une rive à l'autre, à cause des manœuvres qu'elle exige, et parfois du danger qu'elle peut présenter.

Lorsqu'un chemin de halage doit passer sous un pont, on lui ménage, à l'extérieur de la culée adjacente, une banquette avec garde-corps ou on lui fait traverser cette culée par une galerie.

Les *pieux d'amarre* servant à enrouler les câbles, qui doivent modifier la vitesse d'un bateau, ont généralement un diamètre de $0^m,35$, font saillie hors de terre de $0^m,70$ et sont enfoncés en terre de $1^m,50$. La distance de deux pieux consécutifs est de 200 mètres en rase campagne et varie de 10 à 20 mètres aux environs des travaux d'art. Quand le chemin de halage est étroit, on remplace les pieux par des anneaux en fer scellés dans de la maçonnerie.

On désigne sous le nom de *poulies en retour* des rouleaux de $0^m,40$ de diamètre, placés à une hauteur de $1^m,40$ et disposés en vue de franchir un pont d'une origine antérieure à

celle de la mise en navigation du cours d'eau. Ces poulies doivent être disposées de manière à réduire autant que possible l'obliquité du brin de câble qui part du moteur.

Lorsqu'un cours d'eau affecte une forme sinusoïdale à travers des bancs de rochers sur lesquels les bateaux pourraient s'échouer, il faut prendre, en vue d'empêcher les accidents, certaines précautions, dont les principales consistent dans l'emploi d'appareils qui servent de guide, et parmi lesquels nous citerons :

1° *Les balises.* — On désigne sous le nom de *balise* un pieu enfoncé sur le bord du chenal et dont le sommet doit dépasser le niveau des plus hautes eaux. L'emploi des balises est dispendieux quand le chenal est accidenté.

2° *Les bouées.* — Une bouée est un flotteur maintenu par un châssis que l'on relie au sol par une chaîne. Les bouées sont quelquefois en bois, mais le plus souvent en tôle.

Les précautions précédentes sont inutiles pour le *touage* (1), la chaîne de traction étant suffisante comme guide.

On distingue les ports fluviaux en *insubmersibles* et *submersibles* (bas ports) et en *ports de tirage* ou bassins destinés aux trains flottés.

Une *lisse de port* n'est autre chose qu'un garde-corps de 1 mètre de hauteur, destiné à empêcher les voitures de chargement et de déchargement de tomber dans l'eau.

Un *organneau* est un anneau fixé à un mur de port ou à un quai, destiné à amarrer les bateaux.

Il suffit que les murs de quai aient $2^{m},50$ au-dessus de l'étiage, tandis que les murs de port peuvent atteindre 8 mètres. Ces derniers murs étant très-coûteux, il convient de n'établir un port que dans une ville d'une certaine importance.

Une *gare* aux abords d'un port doit remplir les conditions suivantes :

1° Les bateaux doivent être mis à l'abri des inondations et des débâcles.

---

(1) Le touage consiste dans l'emploi d'une chaîne ou câble reposant librement sur le fond du chenal, s'enroulant et se déroulant sur un tambour porté par un bateau à vapeur (*toueur*) qui sert de remorqueur.

2° Les entrées et sorties doivent se faire facilement et rapidement, sans nuire à la navigation.

3° La gare doit être peu éloignée du port.

4° Elle doit, au besoin, servir de port à un bateau dont le séjournement dépasserait certaines limites.

5° Elle doit être traversée par un courant assez rapide pour éviter autant que possible les effets des atterrissements et de la gelée.

Les *docks* et *entrepôts* sont des bassins bordés de magasins.

Nous devons encore mentionner les *cales de construction et de réparation;* mais nous reviendrons sur ce sujet lorsque nous nous occuperons de la navigation maritime.

385. *Du flottage.* — Le flottage dit *à bûches perdues* consiste à confier aux cours d'eau qui ne sont ni navigables ni flottables des pièces de bois isolées que l'on surveille jusqu'au port où elles doivent être recueillies pour les employer immédiatement ou pour en faire des *trains flottables.*

Les bois provenant des forêts que possède la Compagnie des forges d'Audincourt, dans le bassin du Dessoubre, sont expédiés à Audincourt de cette manière, en leur faisant suivre le Dessoubre d'abord, puis le Doubs. Une chaîne oblique, ou *arrêt,* formée de pièces de bois reliées entre elles par des anneaux en fer, établie près des forges, joint les deux rives du Doubs, arrête les bûches destinées à faire du charbon et les dirige vers le port d'où elles doivent être retirées.

Un *train* est un assemblage de pièces ou de morceaux de bois réunis entre eux au moyen de perches et de cordes d'osier. Il y a des trains de bois à brûler, de bois de charpente et de planches.

Les étangs dits *de flottage* s'établissent à la naissance des ruisseaux dont le débit est trop faible pour pouvoir entraîner les bois. Quand un étang est rempli (par des sources, des ruisseaux secondaires, etc.), on le décharge brusquement, et c'est alors qu'on lance les bois empilés sur les bords du cours d'eau.

386. *Navigation intermittente ou par éclusées.* — On a

recours à ce système lorsque le débit d'un cours d'eau est insuffisant pour obtenir une navigation continue.

Il consiste en barrages échelonnés sur le cours d'eau et même sur les affluents pour intercepter le débit. Quand l'eau est emmaganisée en quantité suffisante derrière les barrages, on ouvre ces barrages; il se produit alors une crue artificielle appelée *éclusée,* qui donne, pendant un temps plus ou moins long, le volume d'eau nécessaire à la navigation.

Les barrages à poutrelles et à aiguilles offrent l'inconvénient d'exiger un certain temps pour les ouvrir complétement.

Les fermetures et ouvertures des barrages se font périodiquement, à des jours et heures fixés par un règlement d'administration publique.

Le système des écluses ne se prête pas à la remonte des bateaux, etc., et c'est l'un des motifs pour lesquels il est à peu près abandonné.

Un *affameur* est l'abaissement du niveau produit à l'aval d'un barrage que l'on vient de fermer.

387. *Des écluses.*— Une *écluse à sas* est formée d'un tronçon de canal artificiel appelé *sas,* dans lequel on introduit un bateau et où l'on peut amener l'eau jusqu'aux niveaux d'amont et d'aval selon que l'on veut faire sortir le bateau du sas pour le remonter ou le descendre.

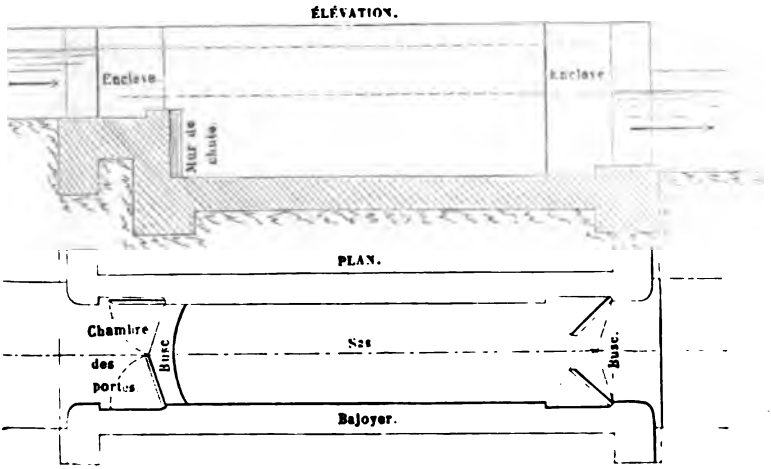
Le sas (*fig.* 595) est court, et sa longueur n'est généralement que légèrement supérieure à celle d'un bateau. Il est limité latéralement par deux murs parallèles appelés *bajoyers* et à ses extrémités par deux paires de portes (*ventaux* qui servent à l'isoler de la rivière quand cela devient nécessaire.

Quand une double porte (*portière*) est fermée, les ventaux s'arc-boutent l'un contre l'autre et sont arrêtés par une saillie (*busc*) du *radier;* la flèche du radier est ordinairement de $0^m,20$. Les ventaux sont munis, à leur partie inférieure, de vannes (*ventelles*) qui servent les unes (celles d'amont) à introduire l'eau dans le sas et les autres à l'en faire sortir.

Les *enclaves* sont des entailles pratiquées dans les bajoyers pour recevoir les ventaux quand ils sont ouverts.

Le *mur de chute* est le mur qui supporte le radier des portes d'amont.

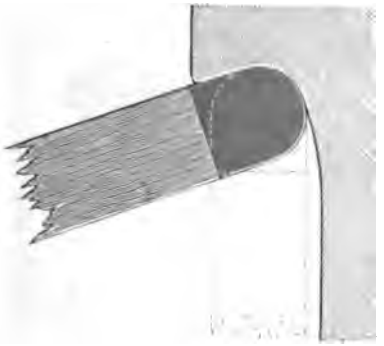
Fig. 595.



La portion de l'enclave dans laquelle est logé le *poteau tourillon* a reçu le nom de *chardonnet.*

La *fig.* 596 indique une première disposition du poteau-

Fig. 596.

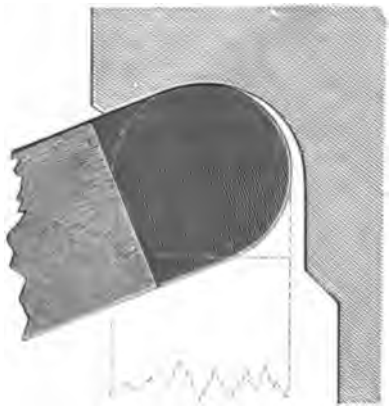


tourillon lorsque le ventail est fermé. Le dégagement curviligne que présente la maçonnerie et qui vient se raccorder avec la partie cylindrique du chardonnet a pour objet de faire place

à certaines pièces qui pourraient faire saillie et à des corps étrangers qui viendraient à s'introduire dans cette région.

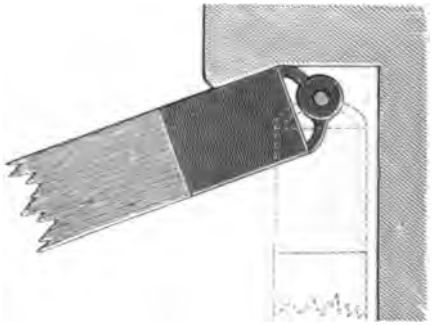
Dans le cas de la *fig.* 597, le chardonnet a toujours une sec-

Fig. 597.



tion circulaire, mais le centre de cette section ne coïncide pas avec celui de la section du tourillon. La disposition représentée par la *fig.* 598 a pour objet d'éviter le grave inconvénient

Fig. 598.

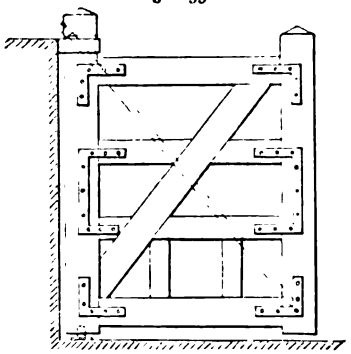


de faire frotter contre la pierre la matière dont est composée le ventail.

Les portes sont (*fig.* 599) en bois, ou en fonte, ou en fer, ou en fonte et fer. Quant à présent, nous ne nous occuperons

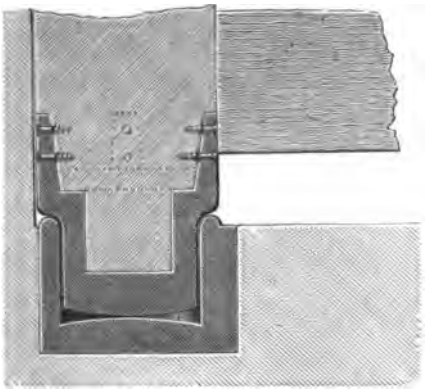
que des portes en bois. La pièce de chaque ventail, parallèle au poteau-tourillon, est le *poteau* busqué. Ces deux poteaux

Fig. 599.



sont reliés entre eux par des traverses horizontales. Le panneau en charpente est recouvert, du côté d'amont, par des *bordages* jointifs en madriers horizontaux ou inclinés en sens inverse de l'écharpe, dont il sera question ci-après.

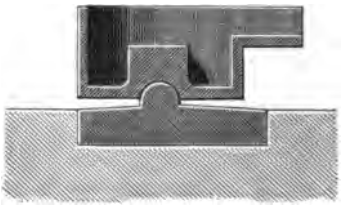
Fig. 600.



Le *bracon* est une traverse en diagonale située dans l'un des côtés du ventail et qui a pour objet d'empêcher (*donner du nez*) que la forme rectangulaire du panneau ne passe au parallélogramme.

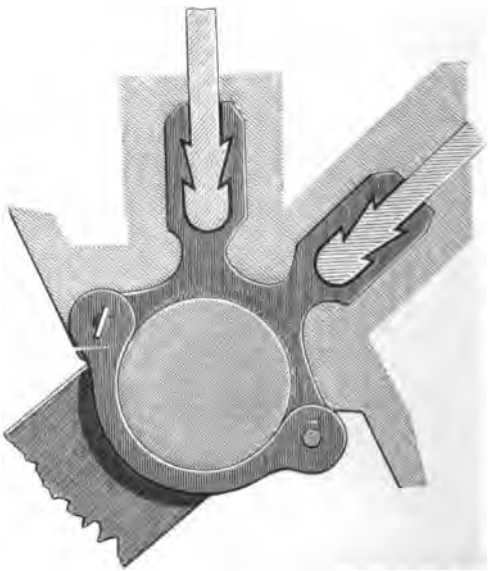
L'*écharpe* a le même objet et consiste en une tige de fer qui coïncide à peu de chose près avec l'autre diagonale du rectangle. Le bracon et l'écharpe sont situés de part et d'autre des bordages.

Fig. 601.



Le poteau-tourillon se termine, à sa partie inférieure, par un pivot (en fonte) qui repose sur une crapaudine (*fig.* 600 et 601), laquelle est généralement en bronze. Le collier qui le

Fig. 602.



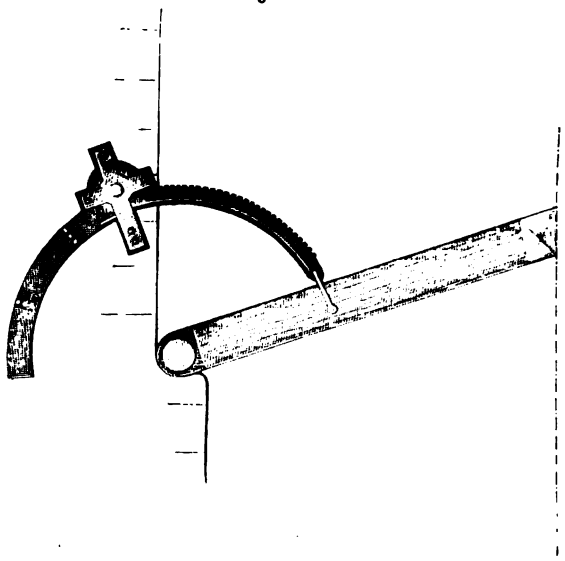
maintient à sa partie supérieure est formé (*fig.* 602), de deux demi-anneaux circulaires (en fer, fonte ou cuivre), réunis d'une

part par une charnière et de l'autre, après la pose, par une clavette. L'un des demi-cercles annulaires est encastré dans le bajoyer, soit entre deux assises, soit dans le couronnement supérieur, au moyen de deux ancres en fer de $1^{m},50$ à 2 mètres de longueur. Ces ancres sont traversées verticalement par des goujons en fer de $0^{m},70$ à $0^{m},80$ de longueur. Tout le système est fortement scellé avec du plomb dans le bajoyer.

Les ventelles sont placées entre les entretoises inférieures, de telle manière que le bracon et l'écharpe ne contrarient pas l'écoulement de l'eau. Elles consistent en des plaques en bois ou en fer glissant dans des rainures; elles portent une tige qui se termine en crémaillère à leur partie supérieure; un pignon avec manivelle complète le cric qui doit faire manœuvrer la ventelle.

388. *Manœuvre des portes.* — Pour les portes de dimensions restreintes, on se contente de prolonger les traverses

Fig. 603.



supérieures sur les bajoyers, de manière à former un levier et de plus un contre-poids pour soulager les colliers. Pour ouvrir

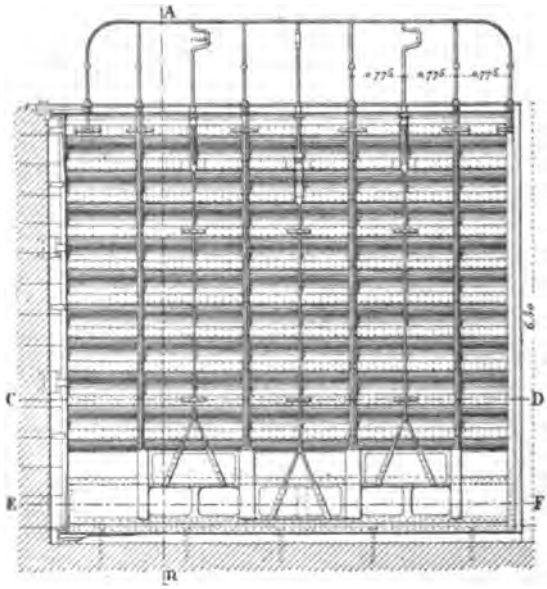
ou fermer l'écluse, on pousse le levier dans le sens voulu. Ce système offre l'inconvénient de fatiguer les assemblages.

Un second procédé consiste à fixer au sommet de chaque poteau busqué une bielle commandée par une corde faisant deux ou trois tours sur un cabestan. On peut aussi faire de la bielle une crémaillère engrenant avec un rouage monté sur le cylindre d'un cabestan.

Enfin (*fig.* 603), on emploie aussi un arc en fonte denté, fixé normalement au ventail et mis en mouvement par un engrenage avec manivelle. Cet arc est soutenu de distance en distance par des galets.

389. ***Portes en tôle de l'écluse de la Monnaie*** **(*Paris*)** [1]

Fig. 604.



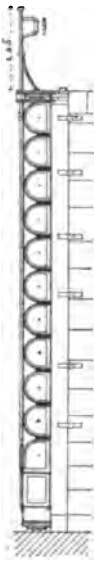
Élévation d'un ventail, côté d'amont.

(*fig.* 604-608). — L'ouverture de l'écluse est de 12 mètres; la

[1] Construites en 1852, dans les ateliers de M. Cavé, et livrées à la navigation à la fin de 1853.

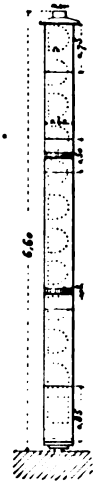
flèche du busc est de 2 mètres, et les bajoyers ont 6m,40 de

Fig. 605.



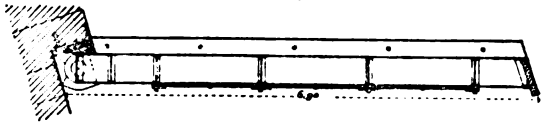
Élévation latérale du côté du poteau-tourillon.

Fig. 606.



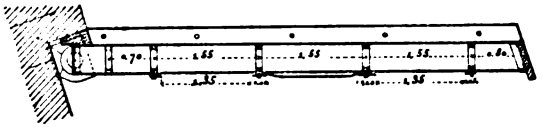
Coupe suivant AB.

Fig. 607.



Coupe suivant CD.

Fig. 608.



Coupe suivant EF.

hauteur au-dessus du busc; chaque ventail a ainsi 6m,50 de largeur sur 6m,40 de hauteur.

Chaque ventail est composé de : 1° onze entretoises horizontales superposées; 2° d'un châssis rectangulaire de $0^m,45$ de hauteur et portant la ventellerie; 3° de quatre cours d'entretoises verticales.

Les entretoises horizontales sont des demi-tubes cylindriques dont le diamètre est $0^m,50$ et l'épaisseur $0^m,007$; elles présentent leur convexité vers l'amont et sont prolongées dans le sens de leur contour par des faces planes de $0^m,15$ de largeur. Deux feuilles de tôle repliées forment une entretoise; elles sont reliées longitudinalement entre elles au milieu de la partie cylindrique par un couvre-joint de $0^m,14$ de largeur sur $0^m,013$ d'épaisseur moyenne. Les faces planes, entre lesquelles est interposée une lame de $0^m,01$ d'épaisseur, sont réunies par des rivets. L'entretoise qui précède immédiatement le châssis des ventelles n'est cylindrique que sur la première moitié de sa hauteur; sa seconde moitié est rectangulaire et une cornière relie la lame plane à la paroi verticale.

Des cadres en fer à T de $0^m,09$ de largeur sur $0^m,04$ de hauteur empêchent la déformation des tubes et déterminent quatre cours d'entretoises verticales; ces cadres sont reliés sur chaque cours d'entretoises du côté d'aval par une bande de fer méplat de $0^m,01$ d'épaisseur et du côté d'amont par une bande de fer à T qui vient s'appliquer sur la face plane des couvre-joints.

Les entretoises horizontales sont fermées à chaque extrémité par une feuille de tôle de $0^m,012$ d'épaisseur, substituée dans ces parties aux fers à T.

La feuille de tôle formant poteau busqué est revêtue d'une fourrure en bois de $0^m,10$ d'épaisseur.

Sur la feuille qui remplace le dos d'un poteau-tourillon se trouvent des talons circulaires à équerre, qui reportent sur des taquets en fonte scellés dans la maçonnerie la poussée d'un ventail chargé. Une autre feuille disposée du côté d'aval détermine une seconde face formant appui contre un chardonnet en bois et est reliée à la précédente par la branche verticale des cadres en fer à cornière, puis aux entretoises horizontales dont elle encastre l'extrémité, au moyen d'une ligne d'entretoises verticales en fer à T.

Une lame plane en tôle, de $0^m,50$ de largeur, couronne le

ventail et reçoit un plancher en bois supporté par des tasseaux en fer; elle est rivée sur la partie plane de l'entretoise horizontale supérieure et sur les extrémités recourbées; à cet effet, un fer plat et un fer à T relient entre elles les entretoises verticales. Sur le couronnement est rivée une autre feuille, de $1^m,10$ de longueur, arrondie du côté du chardonnet, traversée par le tourillon sur un diamètre de $0^m,20$; elle a pour objet de maintenir le ventail.

Le heurtoir est formé par un petit châssis rectangulaire, de $0^m,50$ de hauteur, dans lequel est encastrée une pièce de bois, formé de trois tôles réunies par des cornières.

Chaque ventail est muni de trois ventelles ayant chacune $1^m,47$ de largeur sur $0^m,45$ de hauteur. Ces ventelles sont formées de feuilles de tôle de $0^m,012$ d'épaisseur, embouties sur toute leur surface, de manière à constituer une espèce de calotte sphérique d'une faible courbure, à l'exception toutefois des bords, qui sont plats et rabotés.

Les ouvertures correspondant aux ventelles sont découpées dans une paroi verticale de $0^m,012$ d'épaisseur, qui réunit la dernière entretoise horizontale inférieure avec le heurtoir.

Chaque ventelle est comprise entre deux cours d'entretoises verticales; des lames planes soudées aux extrémités des fers à T de ces entretoises, combinées avec des ferrures de même épaisseur que la tôle des ventelles, forment les coulisses de celles-ci.

Dans le châssis de la ventellerie, les entretoises verticales sont des cadres en fer carré revêtus de tôle, afin que les montants verticaux ne puissent arrêter au passage les corps entraînés par l'eau.

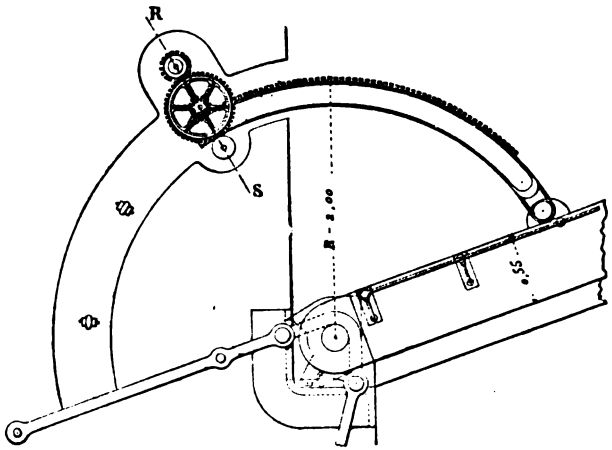
Les pivots inférieurs sont des pitons faisant partie de pièces de fonte scellées dans le radier et reçoivent des crapaudines adaptées à la lame inférieure du heurtoir.

Les ventelles sont manœuvrées par des écrous se mouvant sur des vis fixes dont le filet a pour inclinaison l'angle de frottement de rotation imprimé à la vis au moyen d'une manivelle coudée faisant partie du garde-corps.

La manœuvre d'une porte (*fig.* 609 et 610) s'effectue au moyen d'une crémaillère circulaire de 2 mètres de rayon, mue

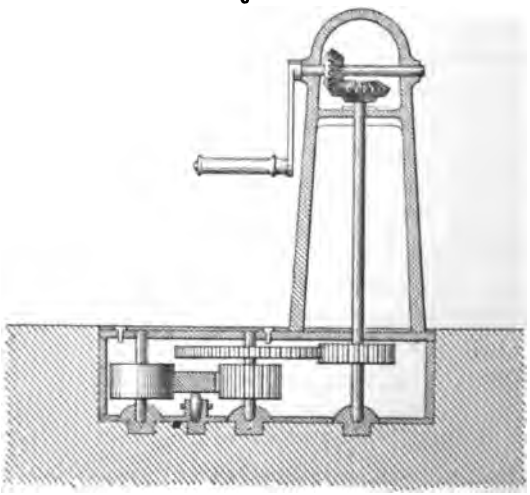
par un engrenage renfermé dans une boîte en fonte, surmontée

Fig. 609.



d'une borne de même métal qui renferme une transformation de mouvement.

Fig. 610.



Les fers et tôles d'un ventail pèsent 13150 kilogrammes, et

les pièces qui servent à le maintenir en place et à le manœuvrer 28020 kilogrammes. La dépense par mètre carré est un peu inférieure à 400 francs.

390. *Emplacement des écluses.* — Les écluses doivent être placées aux abords des chemins de halage, de manière qu'elles soient d'un facile accès et à l'abri de tout courant.

Lorsqu'une écluse est en lit de rivière, elle est exposée à s'ensabler. Si elle ferme une dérivation, on est obligé de garantir le canal par des portes de garde, pour empêcher les courants de s'y établir et d'y causer des dégradations.

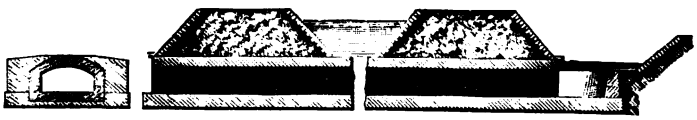
§ IV. — *Canaux latéraux.*

391. Un canal latéral a pour objet de remplacer une portion de lit de rivière défectueuse au point de vue de la navigation. Il doit longer autant que possible le cours d'eau. Chaque tronçon d'un pareil canal doit se terminer de part et d'autre par des écluses.

Habituellement, la chute d'une écluse varie entre $1^m,50$ à $2^m,50$. Quelquefois on descend à $0^m,60$, mais alors on tombe dans le double inconvénient de multiplier les écluses et de retarder la navigation. Une hauteur de 4 mètres est trop forte; elle est nuisible en raison de la grande consommation d'eau et des dégradations produites dans les maçonneries par la vitesse considérable que prend le liquide en passant par les ventelles.

Lorsque l'on a une grande hauteur à franchir, on emploie des écluses *accolées*, la portière d'aval de l'une d'elles servant de portière d'amont à la suivante.

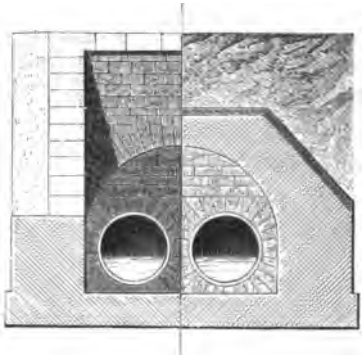
Fig. 611.



La largeur d'un sas varie entre $2^m,70$ et $7^m,80$; on considère $5^m,20$ comme une moyenne.

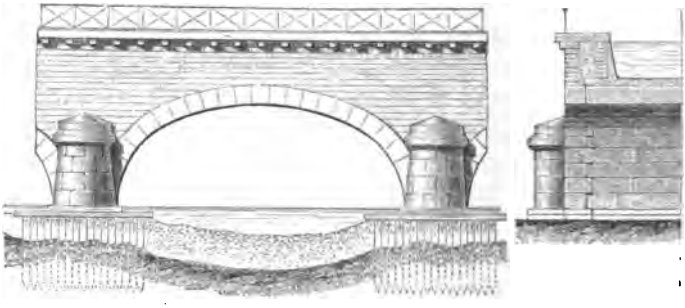
Lorsqu'un canal doit franchir un cours d'eau, il faut, selon

Fig. 612.



les cas, faire la traversée en galerie ou par un aqueduc en maçonnerie (*fig.* 611) ou en fonte (*fig.* 612), ou par un *pont-canal*

Fig. 613.



(*fig.* 613) (exemple, aqueduc du Bec-d'Allier, près de Nevers).

§ V. — *Canaux aux points de partage.*

392. Ces canaux relient deux lignes navigables séparées par un faîte déterminant deux pentes opposées; il faut donc avoir recours à un procédé d'alimentation indépendant des deux cours d'eau.

Le bief culminant a reçu le nom de *bief de partage*. L'alimentation de ce bief s'effectue par des réservoirs établis au moyen de barrages, qui reçoivent les eaux des ruisseaux et les eaux pluviales amenées par des rigoles (exemples, réservoirs des environs de Pouilly-en-Auxois, alimentant le canal de Bourgogne).

L'eau est extraite du réservoir au moyen soit de vannes disposées à différentes hauteurs, et se rend dans des rigoles, soit de robinets de gros calibre (*fig.* 614), soit de vannes et robi-

Fig. 614.

nets combinés, les premières convenant très-bien pour les parties élevées, mais n'étant pas étanches, lorsqu'elles supportent la charge totale.

Une vis de pression agissant sur la tête du robinet s'oppose au soulèvement que tend à produire la pression de l'eau, surtout lorsque l'écoulement a lieu.

Lorsqu'un ingénieur est chargé de faire le projet d'un réservoir, il doit tenir compte des pertes dues aux causes suivantes :

1° *L'évaporation*. — On peut estimer les pertes annuelles à $1^{m},50$ de hauteur.

2° *Les filtrations à travers le sol, qui varient avec la nature du terrain.* — Elles sont généralement très-fortes à l'époque où le canal est rempli pour la première fois. Elles diminuent graduellement en raison de la formation des dépôts de vase. Quand les filtrations sont trop fortes, on remplace le terrain par de l'argile sur une étendue et une épaisseur suffisantes; quelquefois, dans ce cas, on doit avoir recours à des travaux d'art considérables.

3° *Les pertes par les portières.* — Elles ne sont pas inférieures à 150 mètres cubes par vingt-quatre heures.

L'ingénieur doit tenir compte de la dépense due aux dégradations occasionnées par le passage des bateaux, de la mise à sec périodique du canal pour faire les réparations voulues, ce qui exige un remplissage à nouveau du bief de partage.

CHAPITRE XVIII.

DES TRAVAUX MARITIMES.

§ 1. — *Généralités.*

393. *Du mouvement de la mer dû à l'influence de l'atmosphère.* — Le vent, en agissant sur la surface de la mer, détermine dans le milieu liquide des ondulations appelées *vagues* ou *lames.*

Si le vent agit tangentiellement, les vagues ne résultent que d'un frottement et sont, par conséquent, peu caractérisées; mais, s'il agit obliquement, les vagues se manifestent avec d'autant plus d'énergie que l'obliquité est plus grande.

La partie saillante de l'onde est le *flot,* la dépression est le *creux.*

Une onde se compose d'un flot et de deux demi-creux. Sa *hauteur* est l'élévation moyenne de deux crêtes consécutives au-dessus du creux intermédiaire; sa *longueur* est la distance de ces crêtes.

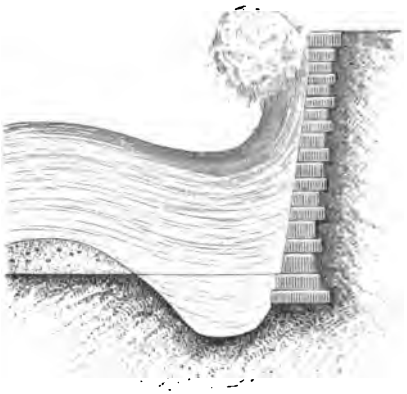
Les lames sont *longues* ou *courtes* suivant que le rapport de leur hauteur à leur longueur est faible ou atteint une certaine valeur.

Le mouvement ondulatoire de la mer n'est qu'apparent: en d'autres termes, il n'y a pas de transport des molécules fluides; et, en effet, un flotteur n'éprouve que de faibles oscillations latérales et un fil à plomb introduit dans la profondeur n'éprouve aucune déviation appréciable.

Si la brise n'agit que pendant quelques instants, les rides qu'elle a produites disparaissent rapidement. Dans le cas contraire, les ondulations élémentaires s'accumulent pour déter-

miner en pleine mer, au bout d'une ou deux heures, de véritables lames qui affectent la forme de protubérances pyra-

Fig. 615.



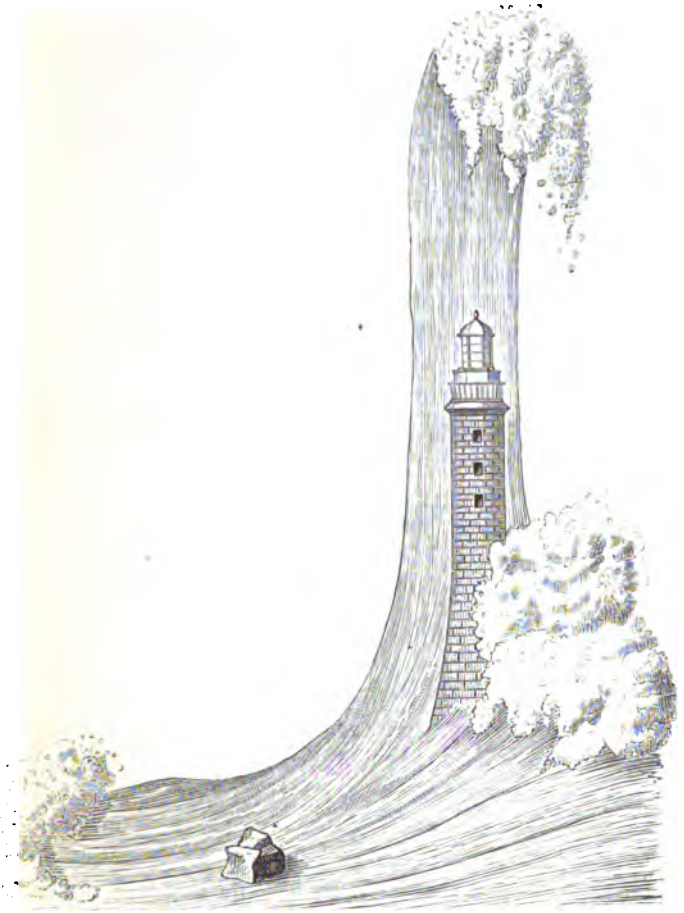
midales plus ou moins aiguës. Près du rivage, les lames n'ont plus la même forme et présentent de longues arêtes continues.

Fig. 616.

Si le vent continue son action, après que les lames ont été

formées, les faces qu'il frappe s'inclinent de plus en plus, tandis que les faces opposées se redressent, et, au bout de

Fig. 617.



quelques instants, la partie supérieure de l'onde se contourne en volute pour se réduire ensuite en mousse blanchâtre; on dit alors que la mer *moutonne*.

Lorsque le vent vient à tomber, on n'observe plus que de

longues ondulations à pente douce et à surface unie, et qui constituent ce que l'on appelle la *houle*.

La houle se transforme finalement en un grand nombre de lames très courtes (*clapotis*) qui, en s'entre-croisant, produisent un bruit très caractéristique. Le clapotis peut aussi résulter du choc de la mer contre un obstacle à paroi sensiblement verticale (falaise, mur de quai, etc.).

On dit en général qu'une lame se *brise* lorsque la masse liquide soulevée retombe sur elle-même en écumant. Si le renversement a lieu par le fait de la plage ou de la présence d'un rocher, etc., on dit spécialement que la mer *déferle*.

On donne le nom de *brisants* aux obstacles qui contrarient les lames dans leur mouvement : tels sont les hauts-fonds, les roches sous-marines, etc.

Il arrive quelquefois que, lorsque le calme est rétabli, il se produit au large de longues lames qui ne déferlent pas et que l'on appelle *lames sourdes ;* ces lames se brisent avec fracas près des côtes et forment alors ce que l'on appelle des *lames de fond*.

On appelle *ressac* le phénomène résultant du choc des lames contre un obstacle solide.

Les *fig.* 615, 616 et 617 représentent des ressacs. Dans la première de ces figures, on voit que le ressac a affouillé les fondations du mur pour rejeter les matériaux à l'arrière. Un *ressac par réflexion*, un *ressac par pivotement :* ces termes n'ont pas besoin de définition.

394. *Des vents.* — Le vent *régnant* ou *dominant* est généralement distinct en direction du vent le plus fort, lequel ne se produit qu'exceptionnellement.

Les vents les plus violents viennent du large et suivent le plus grand des arcs de grand cercle qui joignent le centre d'ébranlement aux terres d'une grande étendue. C'est ainsi que le vent le plus violent à la pointe de la Bretagne est celui du sud-ouest, parce que depuis la Guyane il ne rencontre aucune terre qui puisse partiellement le neutraliser.

395. *Des marées.* — La différence géométrique des accélérations imprimées par la Lune ou le Soleil au centre de la

Terre et aux molécules de la mer produit dans la masse fluide des oscillations périodiques, ascendantes et descendantes de part et d'autre d'un niveau moyen, et qui constituent ce que l'on appelle les *marées* (1).

---

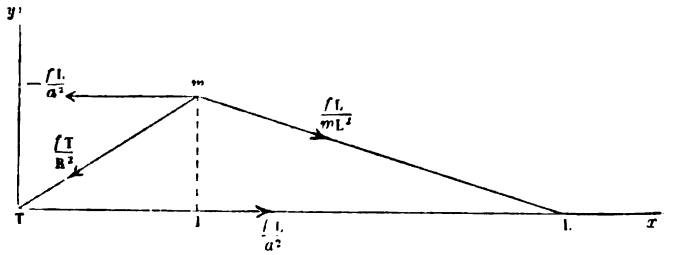
(1) La théorie mathématique des marées est due à Laplace. Quoique nous l'ayons notablement simplifiée dans notre *Traité élémentaire de Mécanique céleste* (p. 290), elle présente encore trop de complication pour trouver place ici. Aussi nous bornerons-nous à donner une idée du phénomène, en négligeant l'inertie des molécules de la mer dans leur mouvement oscillatoire, ainsi que la force centrifuge composée qui résulte de ce mouvement et de la rotation de la Terre, ce qui revient en définitive à déterminer la forme d'équilibre que prendrait à chaque instant la surface de la mer sous l'action de la Lune ou du Soleil, en faisant abstraction du mouvement de ces astres.

Considérons par exemple la Lune. Soient

L sa masse censée concentrée en son centre de gravité;
T la masse de la Terre;
R son rayon moyen;
f le coefficient d'attraction dont la valeur dépend du choix des unités que l'on a adoptées;
a la distance moyenne des centres L et T de la Lune et de la Terre.

Prenons T pour origine des coordonnées la direction de TL pour axe des abscisses, et pour axe des y la perpendiculaire en T à Tx dans le plan déterminé par T, L et une molécule m de la mer. Abaissons du point m la perpendiculaire mI sur TL (*fig.* 618).

Fig. 618.



La Lune exerce sur le centre de la Terre l'attraction $\frac{fLT}{a^2}$ et imprime par suite à ce centre l'accélération $\frac{fL}{a^2}$. La molécule m est animée de l'accélération $\frac{fL}{mL^2}$, due à l'action de la Lune et de l'accélération de la pesanteur $\frac{fT}{R^2}$.

Concevons que l'on imprime à tout le système une vitesse et une accéléra-

Les marées solaires, qui sont les moins importantes, s'ajoutent aux marées lunaires ou s'en retranchent, suivant les époques. (Lorsque les deux astres se trouvent dans le plan de

---

tion égales et contraires à celles du centre T pour le ramener au repos. L'accélération de m aura respectivement pour composantes, suivant Tx et Ty,

$$X = \frac{fL}{\overline{mL}^3}\frac{\overline{Ll}}{\overline{mT}} - \frac{fL}{a^2} - \frac{fTx}{R^3},$$

$$Y = -\frac{fL}{\overline{mL}^3}\frac{y}{\overline{mL}} - \frac{fTy}{R^3}.$$

Si nous remarquons que l'on peut négliger sans grande erreur les termes du second ordre en $\frac{R}{a}, \frac{x}{a}, \frac{y}{a}$, nous avons

$$\overline{mL}^2 = R^2 + a^2 - 2ax = a^2\left(1 - \frac{2x}{a}\right)^{\frac{1}{2}},$$

d'où

$$\frac{1}{\overline{mL}^3} = \frac{1}{a^3}\left(1 - \frac{2x}{a}\right)^{-\frac{3}{2}} = \frac{1}{a^3}\left(1 + \frac{3x}{a}\right).$$

Par suite, en remarquant que $Ll = a - x$,

$$X = -\left(\frac{T}{R^3} - \frac{2L}{a^3}\right)fx,$$

$$Y = -\left(\frac{T}{R^3} + \frac{L}{a^3}\right)fy.$$

L'équation différentielle $X\,dx + Y\,dy = 0$ de la surface variable de la mer devient

$$x\left(1 - \frac{2LR^3}{Ta^3}\right)dx + y\left(1 + \frac{LR^3}{Ta^3}\right)dy = 0.$$

Nous prendrons pour unité la masse de la Terre, nous exprimerons a en rayons terrestres, et nous poserons $\gamma = \frac{L}{a^3}$; l'équation ci-dessus donne alors

$$x^2(1 - 2\gamma) + y^2(1 + \gamma) = \text{const.} C,$$

ce qui représente la surface d'un ellipsoïde de révolution autour de TL. Le demi-grand axe de cet ellipsoïde, en négligeant le carré de γ, a pour valeur

$$A = \sqrt{C}(1 + \gamma),$$

l'équateur à leurs moyennes distances de la Terre, le rapport entre les marées lunaire et solaire diffère peu de $\frac{2}{5}$.)

Le mouvement ascensionnel a reçu les diverses dénomina-

---

et le demi-petit axe

$$B = \sqrt{C}\left(1 - \frac{\gamma}{2}\right).$$

Nous prendrons pour rayon moyen R celui de la sphère qui limiterait la mer, si elle recouvrait complétement le globe et si elle était soustraite à l'action du Soleil et de la Lune.

On doit donc avoir

$$\frac{4}{3}\pi AB^2 = \frac{4}{3}\pi R^3, \quad \text{d'où} \quad C = R^2.$$

L'équation de l'ellipsoïde devient ainsi

$$(1 - 2\gamma)x^2 + r^2(1 + \gamma) = R^2, \tag{1}$$

ou

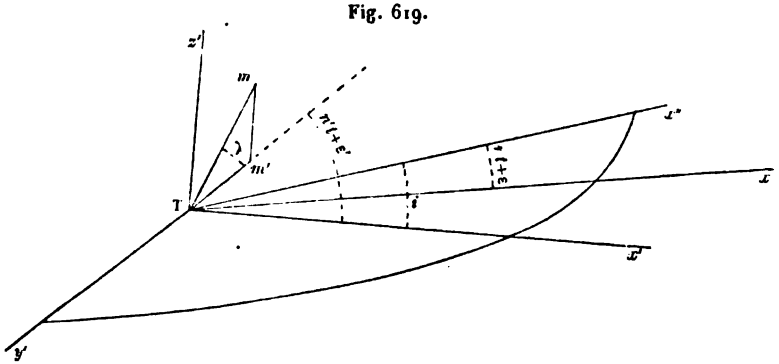
$$-3\gamma x^2 + (1 + \gamma)r^2 = R^2, \tag{2}$$

en désignant par r le rayon vecteur Tm.

Il s'agit maintenant d'exprimer x en fonction de la latitude du point m et des éléments des mouvements de L et de T.

Soient (*fig.* 619)

Fig. 619.



Tz' l'axe de la Terre;

Ty' la ligne des nœuds;

Tx', Tx'' ses perpendiculaires dans les plans de l'équateur et de l'orbite lunaire;

tions de *flux, flot, montant*, et le mouvement contraire celles de *reflux, ebe, jusant, perdant.*

La *marée totale* ou *amplitude de la marée* est l'élévation

---

i l'inclinaison de l'orbite lunaire sur l'équateur, et qui est assez petite pour que l'on puisse supposer $\cos i = 1$, $\sin i = i$;
n le mouvement moyen de la Lune autour de la Terre;
n' la rotation de la Terre autour de son axe;
m' la projection de m sur l'équateur;
λ la latitude de m.

Les angles $x\mathrm{T}x''$, $m'\mathrm{T}x'$ sont respectivement de la forme $nt+\varepsilon$, $n't+\varepsilon'$, en désignant par ε et ε' deux constantes que l'on déterminera en raison des origines choisies pour ces angles. Nous avons

$$m'\mathrm{T} = r\cos\lambda, \quad z' = mm' = r\sin\lambda, \quad x' = m'\mathrm{T}\cos(n't+\varepsilon') = r\cos\lambda\cos(n't+\varepsilon'),$$
$$y' = -r\cos\lambda\sin(n't+\varepsilon'), \quad x'' = x'\cos i + z'\sin i = x' + iz',$$

et enfin

$$(3)\quad \left\{\begin{aligned} x &= -y''\cos(nt+\varepsilon) + y'\sin(nt+\varepsilon)\\ &= (x'+iz')\cos(nt+\varepsilon) + y'\sin(nt+\varepsilon)\\ &= r\{[\cos\lambda\cos(n't+\varepsilon') + i\sin\lambda]\cos(nt+\varepsilon) - \cos\lambda\sin(n't+\varepsilon')\sin(nt+\varepsilon)\}\\ &= r\{\cos\lambda\cos[(n+n')t+\varepsilon+\varepsilon'] + i\sin\lambda\cos(nt+\varepsilon)\}. \end{aligned}\right.$$

Si, pour abréger, nous posons $x = \mathrm{K}r$, l'équation (2) devient

$$r = \mathrm{R}[1-\gamma(3\mathrm{K}^2-1)]^{-\frac{1}{2}} = \mathrm{R}\left[1+\frac{\gamma}{2}(3\mathrm{K}^2-1)\right],$$

d'où, pour l'élévation $h = r - \mathrm{R}$ de la mer au-dessus du niveau moyen,

$$h = \frac{\gamma\mathrm{R}}{2}(3\mathrm{K}^2-1) = \frac{\mathrm{LR}}{a^2}\{\cos^2\lambda - 2\sin^2\lambda + 3\cos^2\lambda\cos[2(n+n')t+\varepsilon+\varepsilon'] + 3i\sin\lambda\cos[2(n+n')t+2\varepsilon+\varepsilon'] - \cos(n't+\varepsilon')\}.$$

En choisissant convenablement l'origine des hauteurs, on peut supprimer le terme constant et écrire simplement

$$(4)\quad \left\{\begin{aligned} h = \frac{3\mathrm{LR}}{a^2}\{&\cos^2\lambda\cos[2(n+n')t+\varepsilon+\varepsilon'] \\ &+ i\sin 2\lambda\{\cos[2(n+n')t+2\varepsilon+\varepsilon'] + \cos(n't+\varepsilon')\}\}. \end{aligned}\right.$$

Les termes en $2nt$ mettent bien en évidence la production journalière à des intervalles presque égaux de deux flots et de deux jusants, abstraction faite toutefois de l'établissement du port.

La formule (4) s'applique également aux marées solaires, mais avec moins

moyenne de deux hautes mers consécutives au-dessus de la basse mer intermédiaire.

La mer monte et descend deux fois dans un jour lunaire ($24^h 50^m 30^s$), mais les niveaux sont différents pour deux flux ou deux reflux consécutifs. En général, plus la mer s'élève au-dessus du niveau moyen, plus elle baisse au-dessous du niveau dans la demi-oscillation suivante.

Les plus grandes marées ont lieu aux syzygies, c'est-à-dire lorsque le Soleil et la Lune sont en conjonction; elles sont alors dites de *vives eaux* ou *malines*. Les plus petites marées ont lieu aux quadratures et ont reçu le nom de *marées de mortes eaux*. Les marées de vives eaux sont les plus fortes aux équinoxes et les moindres aux solstices; l'inverse a lieu pour les marées de mortes eaux.

L'heure de la *pleine mer* est la moyenne entre l'instant où la mer cesse de monter et celui où elle commence à descendre. Le temps pendant lequel la mer est sensiblement stationnaire se nomme l'*étale*. Cette durée, à peu près constante pour un même port, varie d'un port à un autre; ainsi elle est environ de deux heures au Havre et atteint au plus dix minutes à Brest.

L'*établissement d'un port* est le retard de la pleine mer sur le passage de la Lune au méridien du port le jour d'une syzygie équinoxiale, où la Lune se trouve être à sa distance moyenne de la Terre. Ce retard, à peu près constant dans chaque port pour toutes les syzygies équinoxiales, et même pour les autres syzygies, a souvent des valeurs bien différentes pour deux ports très voisins l'un de l'autre, comme on pourra en juger en jetant un coup d'œil sur le Tableau suivant :

---

d'exactitude, parce que l'angle i est plus grand que pour la Lune; mais cela est sans importance, puisque les marées solaires sont relativement faibles.

Nous rappellerons que l'on a

	L.	i.	a.
Pour la Lune.....	0,012	5° 8′ 43″	60,273
Pour le Soleil.....	324,479	23° 27′ 30″	23984

La durée de la révolution de la Terre autour de son axe est de $23^{h}.sid\,56^m$; celle de la Lune autour de la Terre, $27^j 7^h 43^m$; celle du Soleil dans son mouvement apparent, 365j,2663.

Ports.	Établissement du port.
	h m
Dunkerque	12.13
Calais	11.49
Boulogne	11.26
Dieppe	11. 8
Le Havre	9.53
Honfleur	9.30
Cherbourg	7.58
Saint-Malo	6.10
Brest	3.46
Lorient	3.32
Rochefort	3.48
Bayonne	4. 5

Laplace a reconnu qu'une résistance du fond de la mer sur l'eau en mouvement, proportionnelle à la vitesse, ne pouvait avoir aucune influence sur l'établissement du port; il est probable que ce retard est dû à des pertes de force vive dues à des changements brusques de mouvement.

L'*unité de hauteur d'un port* est la moitié de la marée totale observée quand le Soleil et la Lune sont dans le plan de l'équateur à leurs distances moyennes de la Terre et qu'ils passent ensemble au méridien, ce qui revient à dire que c'est la moitié de la marée totale lors des syzygies quand les deux astres sont à leurs distances moyennes de la Terre.

396. *Détermination de l'heure de la pleine mer.* — Les heures de la pleine mer sont journellement calculées et affichées d'avance dans chaque port, pour que l'on puisse prendre les mesures voulues pour faire sortir les navires du port ou y introduire les navires qui sont au large.

Nous nous bornerons à reproduire ici la formule de l'*Annuaire du Bureau des Longitudes* pour les ports français.

Désignons par p l'heure du passage de la Lune au méridien du port et par H l'heure de la pleine mer qui suit ce passage.

Soient, un jour et demi avant l'époque p,

δ, δ' les demi-diamètres apparents du Soleil et de la Lune

ν, ν' les déclinaisons de ces deux astres;

α l'excès de l'ascension droite du Soleil vrai sur celle de la Lune.

Désignons de plus par E l'établissement du port, et posons

$$A = 3{,}06\,\frac{\delta'^2\cos^2\varphi'}{\delta^2\cos^2\varphi},$$

$$C = \frac{1}{30}\operatorname{arc\,tang}\frac{\sin 2\alpha}{A\cos 2\alpha};$$

nous aurons pour calculer H la formule

$$H = p + C + E - 19^m,$$

dans laquelle C est donné par des Tables.

397. *Des marégraphes.* — On désigne sous ce nom des appareils destinés à faire connaître la hauteur de la mer à chaque instant de la journée.

Fig. 620.

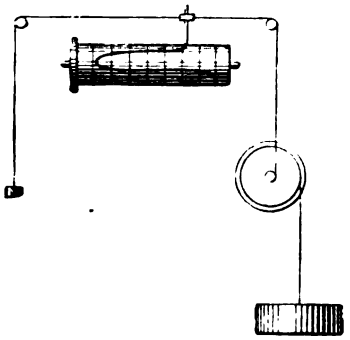
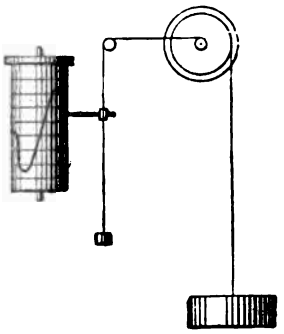


Fig. 621.



Un marégraphe se compose en principe d'un flotteur introduit dans un puits qui communique avec la mer ; pour atténuer les effets de la houle, on ne donne à la communication qu'une section environ égale à $\frac{1}{200}$ de celle du puits. Le fil attaché au flotteur passe sur la poulie d'un treuil dont le diamètre est $\frac{1}{10}$ du diamètre de cette poulie. Sur le treuil est enroulé un autre fil passant sur une petite poulie et tendu par un poids. Ce fil porte un crayon qui laisse sa trace sur une feuille de papier quadrillé, enroulée sur un cylindre. Ce cylindre est mû par un

mouvement d'horlogerie qui lui fait faire un tour en vingt-quatre heures. Le papier déroulé donne la *courbe des marées*.

Le *niveau moyen* dans le port correspond à la ligne qui détermine dans la courbe une aire saillante égale à celle des dépressions. Ce niveau est très sensiblement constant.

Les *fig.* 620 et 621 représentent deux marégraphes, l'un à cylindre horizontal, l'autre à cylindre vertical.

398. *Influence du vent sur la hauteur des marées.* — On a constaté que le vent pouvait donner au flot une surélévation qui pouvait dans certains cas atteindre $1^m,50$.

399. *Ras de marée.* — On appelle *ras de marée* tout trouble apporté dans le mouvement périodique de la mer par une cause brusque quelconque, un tremblement de terre, un ouragan violent et subit, etc.

400. *De la propagation des marées dans les fleuves.* — La distance à laquelle la marée se propage dans les fleuves varie entre 146 et 160 kilomètres en France ; mais cette distance atteint plus de 850 kilomètres dans certains fleuves de l'Amérique.

La vitesse de propagation de la marée croît avec la profondeur du cours d'eau et, par conséquent, peut varier d'un point à un autre du lit du fleuve. Entre le Havre et Rouen, la vitesse de propagation de l'onde dans la Seine varie entre $2^m,2$ et 7 mètres.

Si la marée met plus de six heures pour atteindre la limite de son parcours, il se produit ce fait singulier qu'il y a haute mer en ce point, tandis que la mer est basse à l'embouchure et *vice versa*.

401. *Barre ou mascaret.* — Quelquefois la marée, au lieu de se propager graduellement dans un fleuve, s'introduit dans le lit sous la forme d'une très forte lame qui roule avec fracas et détruit tout ce qu'elle rencontre. Ce phénomène a reçu le nom de *barre* ou de *mascaret*.

La *fig.* 622 représente le profil de la barre de la Seine entre Tancarville et le Hode.

Fig. 622.

AB, niveau de la plus basse mer.

402. *Des courants marins. — Loch.* — L'instrument le plus commode pour déterminer la vitesse des courants superficiels est le *loch* (*fig.* 623), qui est spécialement destiné à mesurer la vitesse des navires, et, dans ce dernier cas, il reste fixe.

Fig. 623.

Le loch se compose d'une planchette en bois de sapin, ayant la forme d'un secteur circulaire d'une ouverture de 60 degrés environ. Son arc AB porte une garniture de plomb, pour que la pièce conserve sa verticalité dans l'eau. Près du sommet C est fixée en *c* une corde *cf* (*ligne de loch*) qui, à une distance de 1 mètre environ de *c*, porte un petit cylindre creux *e*. De *a* et *b*, près de A et B, partent deux lignes d'un peu plus de 1 mètre de longueur, qui viennent se relier à une cheville *d* que l'on introduit dans *e* quand on veut *mâter le loch*, c'est-à-dire s'en servir. La longueur de la ligne de loch est de 300 mètres environ; elle est divisée en *nœuds* et *demi-nœuds*. Le nœud devrait être de $\frac{1}{20}$

du mille marin (¹), ou $15^m,43$; mais on a reconnu que le chemin d'un navire estimé en nœuds à l'heure serait un peu faible, et l'on a été conduit à réduire cette distance à $14^m,61$. A la première longueur de $14^m,61$ se trouve un nœud; il y en a deux pour la suivante, et ainsi de suite. Un petit morceau de cuir indique le demi-nœud. Le nombre de nœuds passés est estimé à la main. Lorsqu'on veut apprécier la vitesse d'un navire, on ne compte les nœuds qu'à partir d'une distance égale à la longueur du bâtiment, pour éviter l'influence du sillage. A cette distance se trouve un morceau d'étamine (crin, laine) ou *honache,* qui sert à indiquer l'origine du chemin mesuré.

Le *tour de loch* (*fig.* 624) est un cylindre sur lequel s'enroule la ligne de loch.

Fig. 624.

Fig. 625.

Le temps se mesure au moyen d'un sablier (*fig.* 625) construit de manière que le sable mette quinze ou trente secondes pour passer d'un compartiment dans l'autre. Pour évaluer le chemin parcouru dans un tour de sablier, il faut trois hommes : l'un mesure la ligne filée, le second porte verticalement sur sa tête le tour de loch, le troisième tient le sablier.

Le timonier, sur le point de lancer le loch, crie *Attention!* cri qui est répété par le troisième matelot. Le loch est lancé sous le vent, un peu au delà du premier remous du navire. Quand le premier matelot reçoit l'étamine, il dit au troisième *Retourne!*

(¹) Le mille marin est de 1852 mètres et correspond à 1 minute de l'arc du méridien.

et ce dernier crie *Stop!* dès que le dernier grain de sable est passé. Le premier serre la ligne pour l'empêcher de filer davantage, le navire marchant toujours; il compte le nombre de nœuds et fractions de nœud, puis il donne une forte secousse à la ligne pour *démâter* le loch, qui, flottant horizontalement, est ramené facilement à bord. Pour mesurer la vitesse d'un courant superficiel, on place le loch sur un bateau fixe.

403. *Des courants sous-marins.* — La vitesse des courants sous-marins se mesure au moyen des mêmes appareils que ceux que l'on emploie pour les cours d'eau; elle paraît à peu près constante pour toutes les molécules qui traversent une même section normale à la direction des filets.

L'épaisseur des courants sous-marins varie entre des limites très étendues et qui sont environ 60 et 370 mètres. Le Gulf-Stream, qui transporte, en longeant les côtes des États-Unis, les eaux tièdes du golfe du Mexique jusqu'au nord de l'Europe, n'a pas une épaisseur supérieure à 700 mètres.

La Méditerranée, dans les eaux françaises, comprend un courant circulatoire dirigé de l'est vers l'ouest pour l'observateur censé placé au milieu de la mer, la tête tournée vers le nord. Le courant de la côte de France a une vitesse moyenne de $0^m,65$ aux caps et de $0^m,07$ dans les anses; sur la côte d'Afrique, ces chiffres sont respectivement portés à 1 mètre et $0^m,35$. Le courant dont il s'agit est attribué, soit au déversement de l'Océan par le détroit de Gibraltar, soit à l'influence des vents nord-ouest.

Il existe, le long de nos côtes de la Manche et de l'Océan, des courants qui paraissent résulter des marées et qui sont périodiques comme elles. On constate également des courants circulatoires, tantôt dans un sens, tantôt dans l'autre. La vitesse maximum de ces systèmes de courants est très variable avec la situation du lieu; on peut dire qu'elle a pour limites $0^m,50$ et 5 mètres.

La vitesse ordinaire du courant du littoral de l'Océan est d'un demi-mille à l'heure; lorsque le vent nord-ouest donne, il ne reste du courant qu'un clapotis; mais, quand c'est le vent sud-ouest qui souffle, la vitesse du courant peut atteindre $2\frac{1}{2}$ nœuds.

§ II. — *Ports et rades.*

404. Un *port* est une partie du littoral de la mer où les navires se trouvent à l'abri de l'action du vent et des vagues.

Les bâtiments sont toujours à flot dans les ports où la marée est presque nulle, comme ceux de la Méditerranée.

Dans les ports à marée, tels que ceux de l'Océan, il est indispensable de créer des bassins où les eaux envoyées par la marée haute sont retenues, afin d'éviter l'échouage des navires à marée basse, et par suite des manœuvres pénibles et souvent dangereuses, soit pour l'échouage, soit pour la remise à flot.

Toutefois, il n'existe aucun bassin à flot dans certains petits ports de l'Océan, dits *d'échouage*, qui ne sont fréquentés que par des navires d'un faible tonnage. Ces navires s'échouent sur un flanc ou sont maintenus par des béquilles latérales.

Les fondations des ouvrages dans les ports à marée peuvent s'exécuter à basse mer, sauf à interrompre les travaux quand la mer envahit les chantiers; elles sont ainsi plus faciles à établir que dans les ports de la Méditerranée.

Une *rade* est une étendue maritime qui précède un port et où viennent se réfugier les navires de passage, les navires à voiles qui attendent un vent favorable pour appareiller, les bâtiments qui, sur le point d'arriver à destination, sont obligés d'attendre ou la marée montante pour arriver au port ou le remorquage si le vent est défavorable. Les navires de commerce, voyageant presque toujours isolément, pourraient à la rigueur se passer d'une rade; mais il n'en est pas de même pour les navires de guerre, y compris les transports, qui le plus souvent partent simultanément en nombre considérable. Lorsque l'on a à faire le choix de l'emplacement d'une rade, il faut, autant que possible, s'arranger de manière à avoir un fond de sable; l'ancre ne mord pas dans le rocher et le navire *chasse sur ses ancres*, suivant l'expression admise; de plus, les chaînes d'ancrage s'usent rapidement (*voir* les *Pl. I, II, III, IV, V* qui se rapportent respectivement aux ports de Marseille, le Havre, Calais, Brest et Cherbourg et qui donnent les principaux types de ports marchands et militaires).

Une rade est dite *foraine* quand elle est peu abritée du côté du vent et qu'elle est ouverte du côté du large.

Il faut s'arranger de manière que la lame ne se manifeste pas dans un port, car, autrement, les navires pourraient se détériorer en se choquant entre eux ou en venant heurter les murs de quai. On comprend alors pourquoi un port doit, autant que possible, être placé au fond d'une baie.

Le *chenal* qui forme l'entrée d'un port d'un certain ordre doit être sinueux ou brisé, en vue d'arriver à la destruction des agitations extérieures. On arrive à ce résultat, en construisant certains ouvrages dont nous allons parler dans ce qui suit.

405. *Des môles ou brise-lames.* — On désigne ainsi des travaux d'art qui ont pour objet de détruire la force vive des vagues et de procurer aux abords d'une rade ou d'un port le calme nécessaire à la circulation et au stationnement des navires.

Quand il s'agit de faire le projet d'un môle, il faut avoir égard à la profondeur de la mer, à l'étendue que l'on doit réserver aux navires, à la nature de ces navires, à la facilité de leur entrée et de leur sortie, à la direction des lames et des vents, et aux dispositions relatives à la défense des côtes.

Les môles sont construits en enrochements, en maçonnerie, en charpente ; quelquefois même ils sont formés de radeaux ou de pontons retenus par des ancres.

Enfin il est indispensable qu'un môle soit établi de telle manière que l'on n'ait pas à redouter, dans la zone qu'il doit protéger, les effets des tempêtes.

Il faut, au moins, que la partie submergée d'un môle en maçonnerie soit faite en enrochements.

Il convient de donner au parement du môle, du côté du large, en contre-bas de l'action des lames, une inclinaison de 1,5 à 2 sur la verticale ; on admet la même inclinaison, du côté du port, dans la zone d'action ; mais, du côté du large, cette inclinaison doit être réduite entre les limites 0,8 et 0,12.

Les talus doivent être formés de blocs assez volumineux pour que la mer ne puisse pas les déplacer et modifier l'inclinaison de ces talus.

Le tracé de l'enrochement d'un môle se fait au moyen de *balises* et de *bouées*, dont nous parlerons plus loin. On échoue ensuite les blocs de pierre, chargés sur des bateaux, de manière à former des assises horizontales et à éviter ainsi les affouillements. Quand on n'a pas à sa disposition des pierres d'un volume suffisant, on emploie des blocs artificiels. Dans tous les cas, les blocs ne doivent pas avoir un cube inférieur à 15 mètres dans les mers très-agitées.

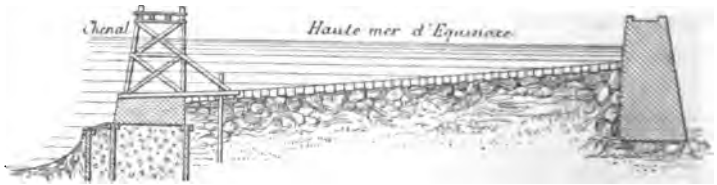
Quand la profondeur de la mer ne dépasse pas 6 mètres, on peut fonder un môle sur un enrochement contenu dans une cuvette de béton.

Comme on ne peut pas donner à un môle la hauteur voulue pour s'affranchir des effets des tempêtes, on se borne à limiter cette hauteur à celle des fortes vagues ordinaires, soit 2 à 3 mètres au-dessus des hautes mers moyennes.

La maçonnerie au-dessus de la mer est surmontée d'un mur vertical, arrondi au sommet pour donner moins de prise aux lames.

On voit souvent, surtout dans les parties coudées d'un chenal, des plans inclinés (*criques d'épanouissement*) (*fig.* 626) sur lesquels les lames viennent s'amortir en revenant sur elles-mêmes. Ce système est excellent quand il peut recevoir son application, car il produit le même effet que les môles sans faire intervenir des causes destructives.

Fig. 626.



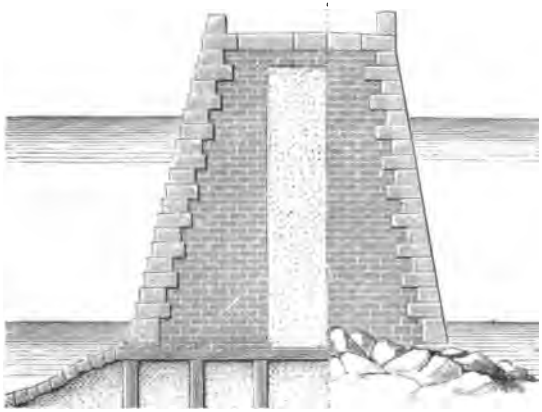
406. *Des jetées.* — Ces constructions, qui n'ont leur raison d'être que dans les mers à marée, ont pour objet de prolonger et de limiter le chenal d'un port, de diriger l'action des *chasses*, dont il sera question plus loin, et de favoriser l'entrée et la sortie des bâtiments. Elles remplissent accessoirement les

fonctions des môles. La direction et la longueur des jetées dépendent essentiellement de la direction des vents régnants et des lames, ainsi que de la marche des alluvions. La direction d'une jetée doit être telle que : 1° les matières arénacées entraînées par les vagues et les courants n'atteignent pas le sommet de la construction et ne viennent pas, par suite, encombrer le chenal; 2° les vagues produites par les vents régnants ne puissent pas pénétrer directement dans le port; 3° la construction ne reçoive pas normalement l'action des lames, c'est-à-dire une cause de destruction.

Les deux jetées qui terminent un chenal doivent être polygonales ou curvilignes, la convexité étant tournée du côté d'où arrivent les alluvions.

La largeur d'un chenal est généralement comprise entre 30 et 100 mètres; on ménage à l'entrée un évasement pour favoriser l'évolution des navires.

Fig. 607.

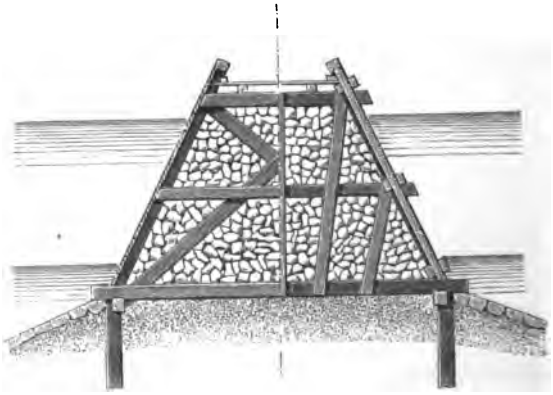


La plate-forme d'une jetée doit se trouver de 2 mètres à $2^{m},50$ au-dessus des hautes mers de vives eaux, pour que l'on soit sûr que les vagues ordinaires ne puissent pas entraver la circulation. Les têtes (*musoirs*) doivent être plus élevées, parce que cette partie de la construction est la plus exposée aux coups

de mer et que c'est dans sa région que se font les manœuvres des navires pendant les tempêtes. La largeur du couronnement atteint souvent 12 mètres et ne doit pas être inférieure à 8 mètres, par suite des manœuvres que l'on a à faire en prenant la jetée pour point d'appui, des sujétions relatives aux fanaux et à la défense des côtes, et de la résistance que la construction doit opposer aux vagues.

Les jetées en maçonnerie (*fig.* 627) sont formées de deux murs de face, parementés et reliés de distance en distance par des murs de refend de 2 à 3 mètres d'épaisseur. Les vides sont remplis par des pierres sèches, du gravier ou du sable. Le fruit des parements extérieurs varie entre $\frac{1}{8}$ et $\frac{1}{4}$. Le dallage qui forme le couronnement est en dos d'âne, en vue de faciliter l'écoulement des eaux pluviales. Il faut employer, pour les parements exposés à l'action des lames, des pierres très-dures et de fortes dimensions que l'on relie entre elles par des goujons en fer. On est parfois obligé de garantir ces parements des effets du choc et du frottement des galets en les recouvrant d'une cuirasse en madriers jointifs. Suivant les circonstances, les fondations sont établies sur pilotis ou sur blocage.

Fig. 628.



Les jetées en charpente (*fig.* 628 et 629) sont des encoffrements en madriers jointifs horizontaux et que l'on remplit partiellement ou totalement de grosses pierres. Ces madriers

s'appuient extérieurement ou intérieurement contre des poteaux réunis en ferme et inclinés de $\frac{1}{7}$ à $\frac{1}{3}$ sur la verticale. On

Fig. 629.

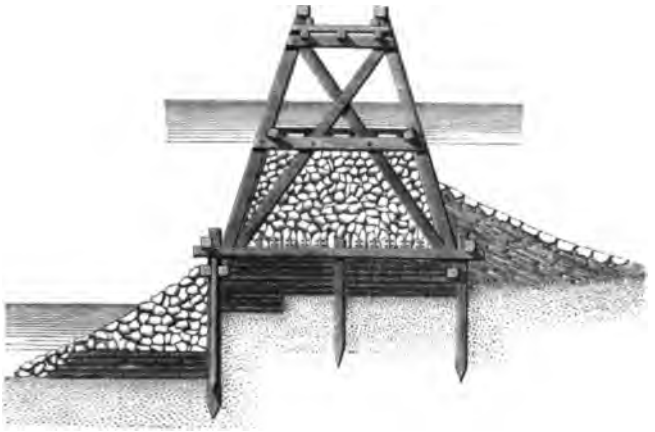
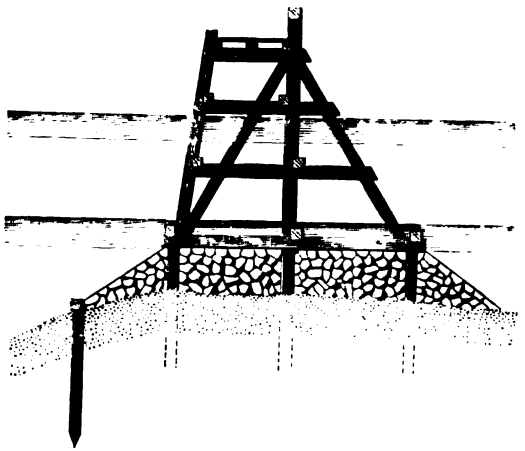


Fig. 630.

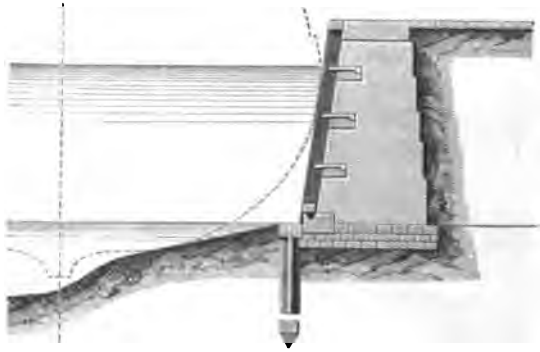


doit, autant que possible, placer les madriers au dehors, parce qu'on peut les remplacer plus facilement et que, en outre, ils forment une surface unie contre laquelle les navires glissent sans éprouver d'avaries.

La *fig.* 630 représente une jetée en charpente, à claire-voie, système que l'on applique notamment à l'entrée des criques d'épanouissement et dans lequel on est arrivé à remplacer le bois par le fer.

407. *Avant-port.* — Le chenal conduit à un espace, appelé *avant-port* ou *port d'échouage,* où stationnent les navires que l'on peut échouer et ceux qui, par leur faible tirant d'eau, peuvent entrer et sortir à mi-marée. C'est dans l'avant-port que les navires à voiles font leurs évolutions pour annuler leur vitesse acquise ou, suivant l'expression admise, pour *user leur aire.* Un déplacement de 500 à 600 mètres est nécessaire pour arriver à ce but. L'étendue de l'avant-port doit être suffisante pour que les bâtiments à fleur du quai ne soient pas gênés par les navires qui arrivent ou sortent. A cet effet, on donne à l'avant-port la même profondeur qu'au chenal et une largeur triple de celle de ce dernier.

Fig. 631.

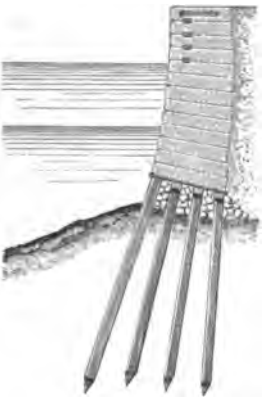


Les fonds qui conviennent le mieux au port d'échouage sont la vase et le sable, qui amortissent le choc des navires lorsque, après avoir été soulevés par la lame, ils retombent sur la coque à marée basse.

Un mur de quai doit avoir un fruit très faible, en vue de faciliter l'approche, et par conséquent l'embarquement et le débarquement. Pour éviter le frottement des navires contre la

pierre, on recouvre le parement du mur de quai de poteaux (*fig.* 631) dirigés suivant son inclinaison et réunis entre eux par une semelle et un chapeau. On arrive aussi au même résultat, notamment en Angleterre, en donnant au parement une forme légèrement concave, tout en le terminant verticalement à sa partie supérieure (*fig.* 632). Cette disposition n'offre d'autres

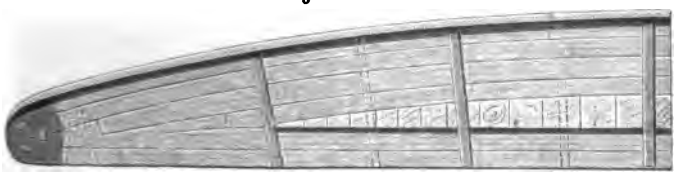
Fig. 632.



inconvénients que de compliquer un peu l'appareil des pierres et d'exiger le battage de pieux obliques. L'épaisseur d'un mur de quai varie entre $\frac{3}{10}$ et $\frac{4}{10}$ de sa hauteur.

408. *Bassins à flots.* — On désigne ainsi des bassins qui forment la suite d'un port d'échouage et qui ont pour objet

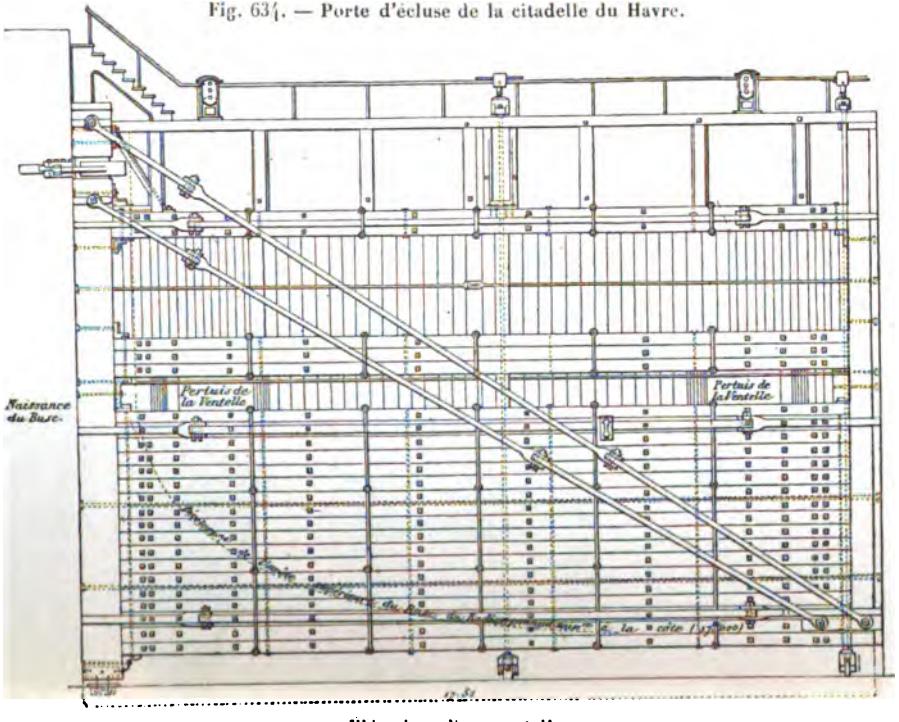
Fig. 633.



Plan d'un demi-ventail en charpente d'une porte du Havre.

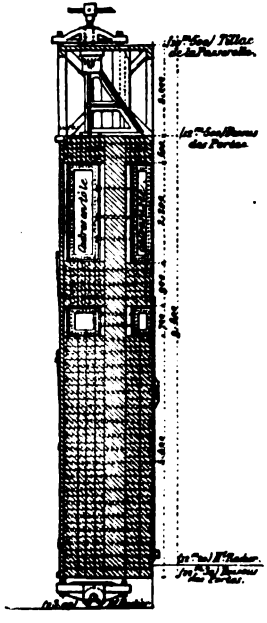
de maintenir constamment à flot les bâtiments qui ne se prêtent pas à l'échouage. A cet effet, chacun de ces bassins est séparé de l'avant-port par des portes busquées (*fig.* 633,

Fig. 634. — Porte d'écluse de la citadelle du Havre.



Élévation d'un ventail.

Fig. 635.



Coupe au milieu.

Fig. 636. — Demi-plan de l'écluse.

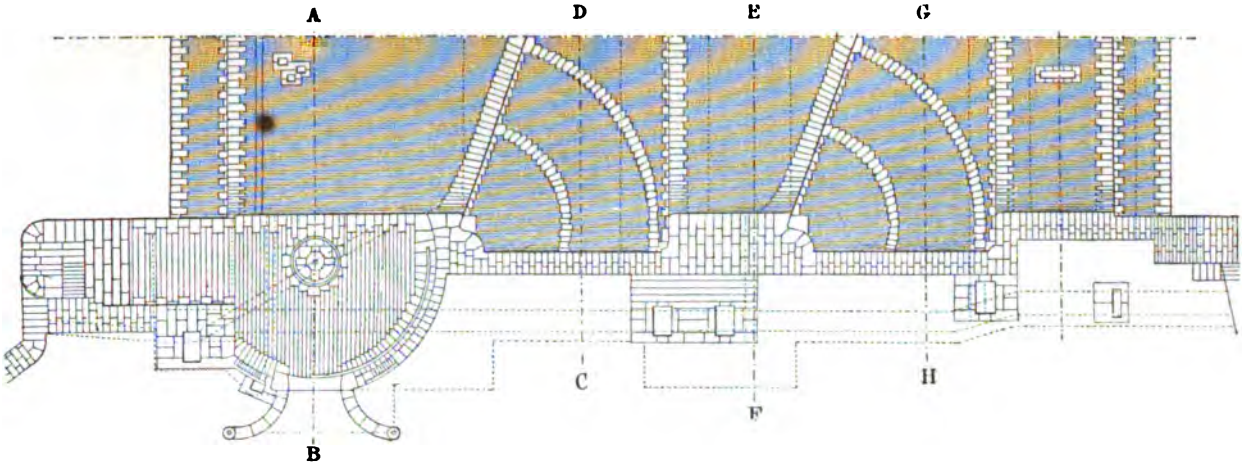
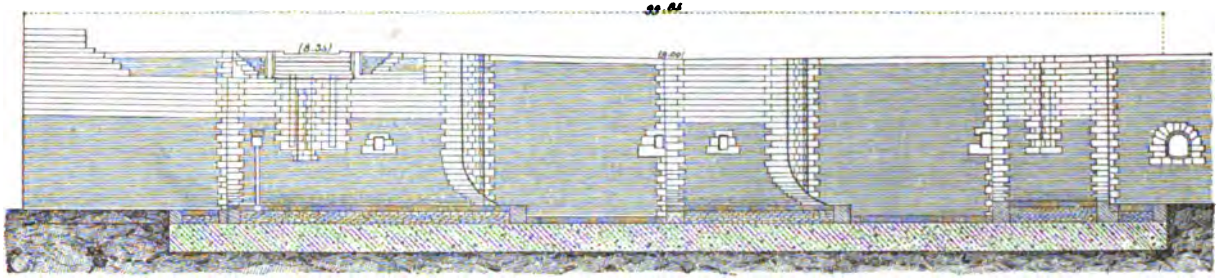


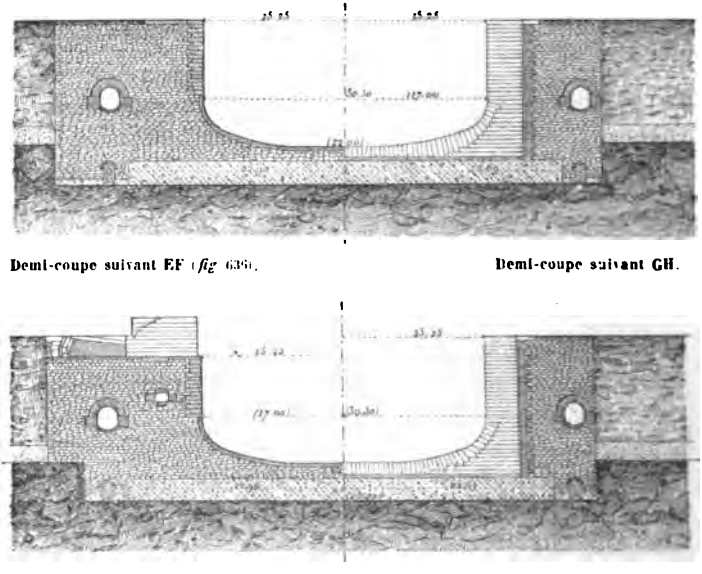
Fig. 637. — Coupe en long de l'écluse.



634 et 635) que l'on ferme au moment de la pleine mer et qui permettent de conserver le niveau de l'eau pendant le jusant.

Souvent, au lieu d'une porte on en établit deux, l'une servant à suppléer l'autre en cas d'accident ou de réparation; cette disposition permet encore de diminuer la pression de l'eau, en maintenant un niveau intermédiaire au moyen de ventelles.

Fig. 638. — Écluse de la citadelle du Havre.



Demi-coupe suivant EF (*fig.* 635). Demi-coupe suivant GH.

Demi-coupe suivant AB. Demi-coupe suivant CD.

Quelquefois on installe une double porte busquée vers le dehors, qui est dite *à flot*, et que l'on ferme soit pour empêcher les marées exceptionnelles de pénétrer dans le bassin, soit en vue de faire des réparations.

La largeur entre les bajoyers d'une écluse varie entre 13 et 18 mètres; dans tous les cas, il faut qu'il y ait pour les navires, et de part et d'autre, un jeu de $0^m,20$ à $0^m,30$.

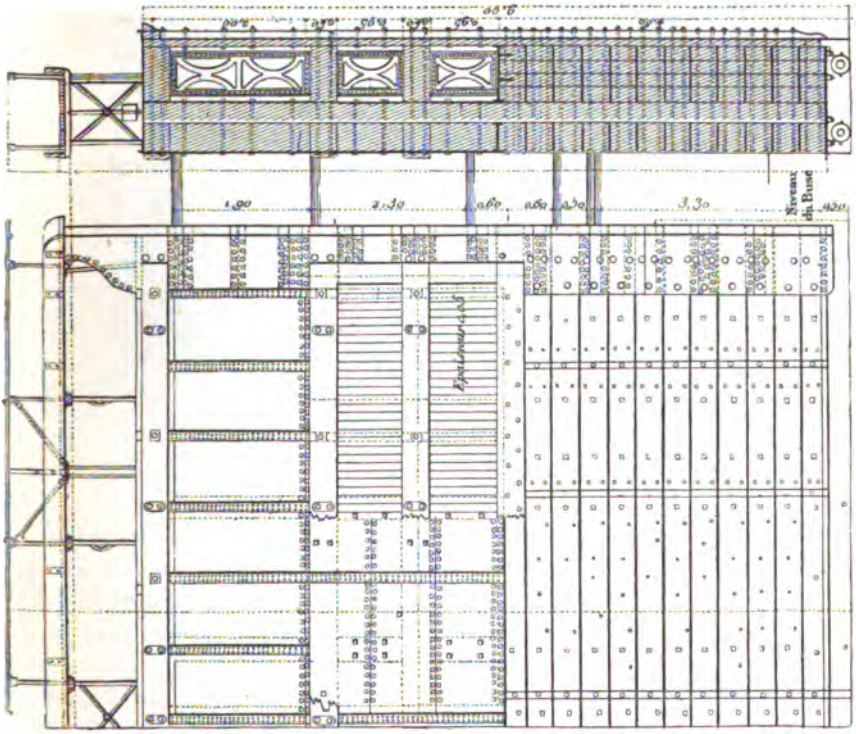
La tôle de fer offre dans les constructions maritimes de grands avantages sur le bois, qui est souvent attaqué très-fortement par les vers et notamment par le taret. Quand on emploie le bois,

BASSIN A FLOT DE SAINT-NAZAIRE.

Fig. 639.

Plan d'un demi-ventail de la porte de 25 mètres sur le bassin à flot de Saint-Nazaire.

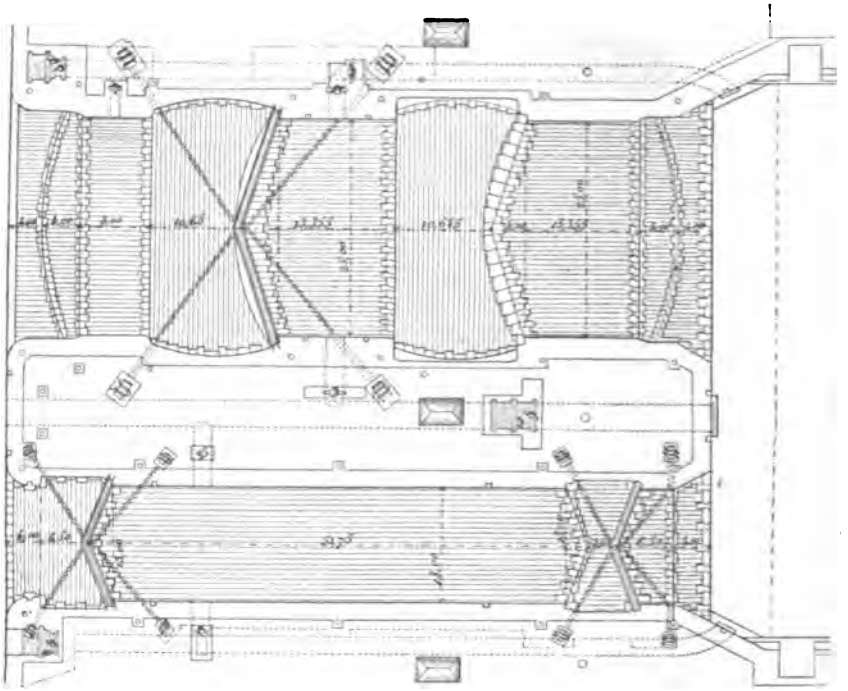
Fig. 640.



Élévation d'un ventail en aval.

il faut avoir recours à l'un ou l'autre des préservatifs suivants : 1° le *mailletage*, qui consiste à couvrir les surfaces en contact avec l'eau de mer de clous en fer ou en cuivre, dont les têtes, qui ont de 2 à 3 centimètres de diamètre, se touchent ou à peu

Fig. 641. — Écluses.

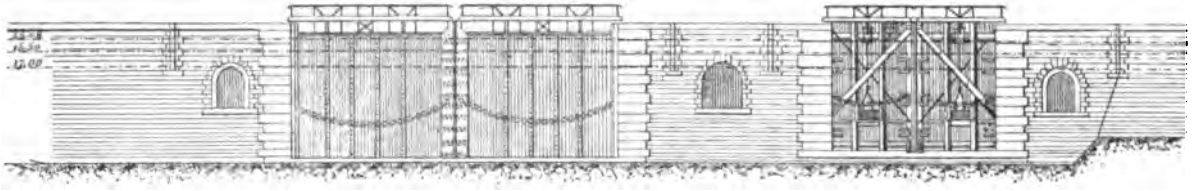


Plan général des écluses du chenal d'entrée, côté du large.

près; au bout de quelques années, l'oxyde métallique recouvre les interstices; ce procédé, qui est très-onéreux quand on emploie le cuivre, n'est pas d'une efficacité absolue; 2° le *doublage*, qui consiste dans l'emploi de feuilles de tôle galvanisées et clouées; ce procédé donne de très-bons résultats.

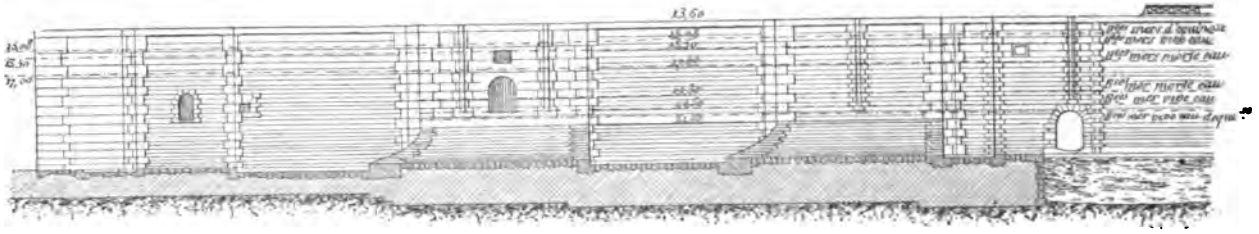
Nous avons cru devoir, dans le courant de cet article, et comme exemples, mettre en évidence sous forme de dessins (*fig.* 633 à 643) les principaux éléments qui constituent les

Fig. 642.



Élevation de la tête amont des écluses.

Fig. 643.



Élévation du bajoyer nord de la grande écluse.

écluses de la citadelle du Havre et du bassin à flot de Saint-Nazaire.

409. *Docks*. — Un dock est un bassin entouré de quais dans lequel entrent les navires pour déposer leurs cargaisons ou en opérer le chargement. Des magasins sont disposés autour et à proximité des quais, et servent d'entrepôts aux marchandises débarquées. Les docks situés sur le littoral des mers à marées sont de véritables bassins à flot qui rentrent dans la catégorie de ceux que nous avons étudiés plus haut.

Nous nous bornerons à citer, parmi ces derniers docks, ceux de Jarrow, sur la rive droite de la Tyne, en amont de South-Schield (Angleterre), qui sont des plus remarquables, au double point de vue de l'étendue et de la construction. Ils ont été construits sur des bancs de vase couverts, pendant les hautes mers d'équinoxe, de $1^m,50$ à $2^m,50$ d'eau. Ils occupent une superficie de 72 hectares, dont 20 en bassins, avec $7^m,80$ de profondeur d'eau aux marées équinoxales.

L'écluse d'un bassin a $18^m,29$ d'ouverture avec un sas de $79^m,93$ de longueur sur $30^m,50$ de largeur. Ce sas fonctionne comme bassin de mi-marée, et permet de recevoir à la fois six grands navires et huit navires ordinaires.

Une écluse plus large ($24^m,28$) est accolée à la précédente; elle possède deux paires de portes dont les buscs sont à $7^m,47$ au-dessous des hautes mers d'équinoxe.

Une porte est formée de deux parois cylindriques légèrement excentriques, en vue de se rapprocher de la forme d'un solide d'égale résistance. L'intérieur d'un ventail (*fig.* 644-648) est divisé en compartiments par dix cloisons horizontales et deux verticales. Les premières sont percées de trois rangs de trous d'homme qui mettent les compartiments en communication les uns avec les autres. La construction est formée de feuilles de tôle assemblées par des plates-bandes, des cornières et des fers à T. Le ventail est terminé intérieurement par une surface courbe, de telle sorte que le pivot se trouve à $1^m,06$ au-dessus du busc. Cette disposition a pour objet d'empêcher que les corps étrangers ne viennent se loger derrière le talon du ventail.

Fig. 645.

Coupe suivant AB.

Fig. 644.

Plan supérieur.

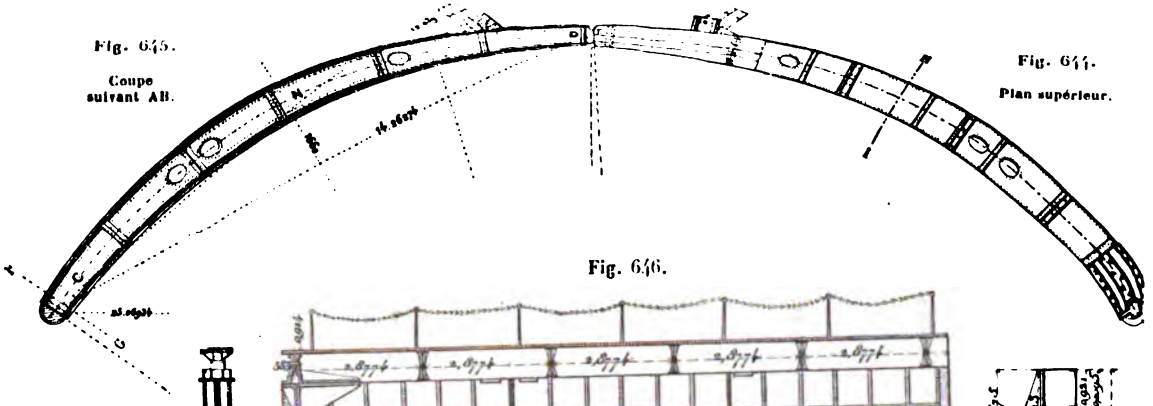
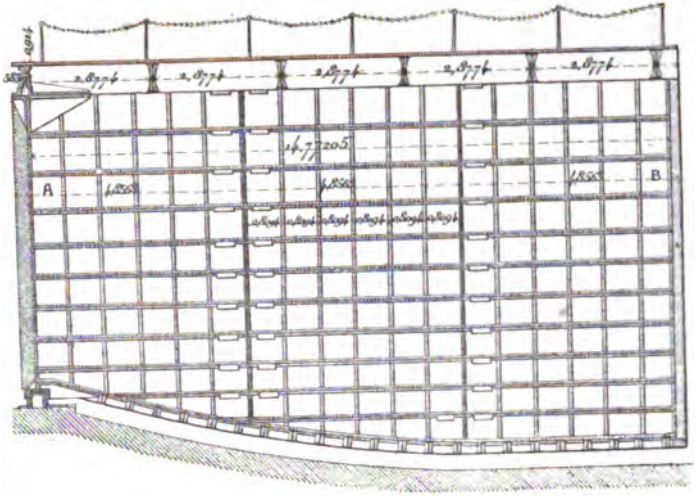


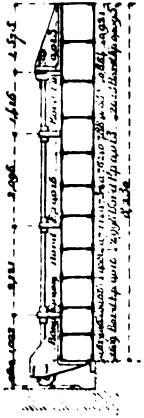
Fig. 646.

Fig. 647.

Coupe suivant FG.



Elévation.



Coupe suivant H.

Fig. 648.

La crapaudine termine le poteau-tourillon et repose en partie sur un galet roulant sur un chemin de fer dont la pression peut être réglée au moyen d'une tringle verticale terminée par une vis dont l'écrou est fixé vers le haut de la porte.

410. *Bassins de retenue ou de chasse.* — Les galets, les sables et la vase entraînés par la marée montante, si l'on n'y prenait garde, pourraient rapidement, sinon combler un port, du moins en rendre impossible l'accès aux navires.

Lorsque la jetée au vent est bien dirigée et suffisamment prolongée, les galets ne produisent qu'une obstruction, appelée *poulier*, de l'entrée du chenal, et il est nécessaire de les enlever à mesure qu'ils se produisent.

Les sables se déposent généralement dans le chenal avant d'arriver au port d'échouage; les vases, pénétrant partout, doivent être draguées périodiquement.

Les dépôts qui sont à découvert à marée basse peuvent être enlevés par des tombereaux ou des chalands que l'on amène à haute mer pour les faire échouer. Quand il n'y a pas possibilité de procéder ainsi, il faut avoir recours aux dragues à vapeur.

Souvent l'accumulation considérable des dépôts alluviens ne permet pas de faire l'application des procédés décrits ci-dessus; on a recours alors à des moyens énergiques, dont le meilleur, paraît-il, est celui des *chasses;* voici en quoi il consiste : on maintient l'eau à haute mer dans des bassins dits *de retenue* et on la fait brusquement écouler pendant le jusant, pour qu'elle entraîne les dépôts dans la mer.

Un bassin à flot, dans lequel les navires doivent être à l'abri de toute perturbation, ne vient en aide que par exception aux bassins de retenue.

Le remous produit à la rencontre d'une chasse, à l'embouchure d'un chenal, avec les vagues et les courants du littoral, détermine un dépôt appelé *barre*. En prolongeant les jetées, on n'arrive qu'à éloigner la barre.

S'il faut diriger une chasse sur un point déterminé, comme cela arrive fréquemment, on fait usage de radeaux appelés *guideaux* (*fig.* 649), échoués à basse mer, et aux tabliers

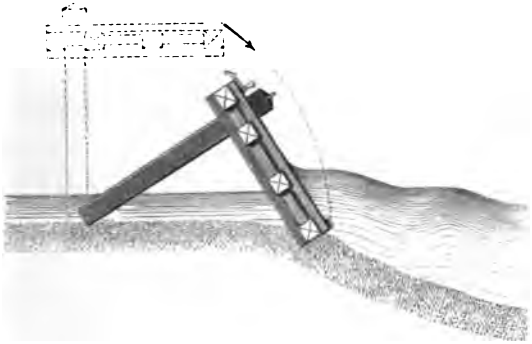
desquels on donne une position inclinée pour diriger le courant.

Suivant les circonstances, on substitue aux guideaux des pontons que l'on échoue, ou encore des guides en fascines.

Lorsque l'on veut approfondir un chenal dans un terrain peu résistant, on fait usage de bateaux munis de grandes roues dites en *hérisson*, qui nivellent le fond.

On évite les affouillements dans les écluses de chasse, en établissant des radiers protégés par des enrochements.

Fig. 649.

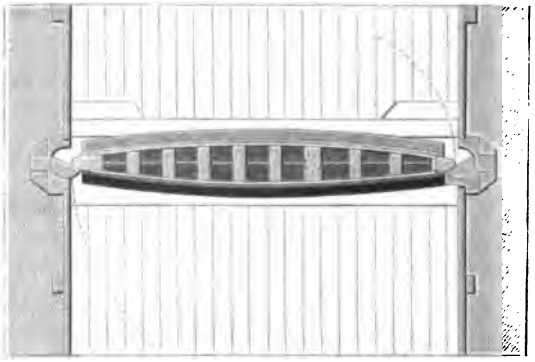


411. *Fermeture des écluses de chasse.* — Le système le plus simple consiste dans des vannes verticales que l'on manœuvre au moyen de treuils, crics ou vérins ; mais il offre l'inconvénient d'exiger un grand nombre de bras pour vaincre les frottements et de donner lieu à un écoulement notable sans vitesse suffisante pour produire un effet utile ; aussi leur a-t-on substitué généralement le système des *portes tournantes*, dont nous allons dire quelques mots.

Le profil horizontal d'une porte *isolée* (*fig.* 650) est formé de deux arcs métalliques tournant respectivement leurs convexités vers l'amont et l'aval et reliés entre eux par des entretoises. La porte peut se déplacer autour d'un poteau-tourillon qui est excentrique et s'appuie contre deux poteaux d'arrêt, consistant en cylindres verticaux tronqués par un plan parallèle à l'axe. L'appui a lieu vers l'aval pour le grand côté.

Pour ouvrir la porte et faire la chasse, il suffit de faire tourner dans le sens voulu l'arrêt du grand côté, manœuvre qui s'exécute au moyen d'un simple levier. Quand la haute mer rentre dans le bassin, elle fait refermer la porte et l'on remet en place

Fig. 650.

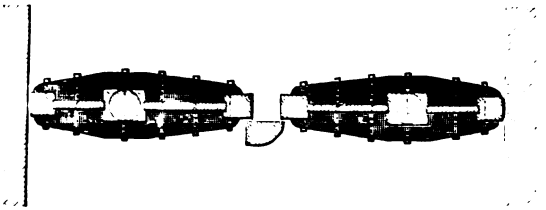


Porte de Boulogne.

le poteau d'arrêt ci-dessus. On a soin de ménager, dans le petit côté, des ventelles pour réduire la pression lorsqu'on est sur le point de faire la manœuvre.

Quand on fait usage des *portes couplées* (*fig.* 651), les

Fig. 651.



Système Castin.

deux portes s'appuient par leurs grands côtés contre un poteau intermédiaire d'une forme telle, qu'en lui faisant subir un quart de révolution ces deux portes se dégagent en même temps.

412. *Ponts tournants.* — Un pont tournant a pour objet de donner, en temps utile, un libre passage à la navigation, tout en servant, dans les intervalles, à établir une communication entre les deux parties d'une voie de terre. On emploie dans sa construction le bois ou le fer.

Le système le plus simple consiste, abstraction faite des accessoires, en un tablier qui peut tourner autour d'un axe vertical situé, vers l'une de ses extrémités, sur le bajoyer correspondant. Lorsque le tablier est en place, son autre extrémité repose, par l'intermédiaire de cales, sur le bord de l'autre bajoyer échancré à cet effet. Si l'on veut ouvrir le passage à la navigation, on enlève les cales : le tablier repose alors sur son axe et, par l'intermédiaire de galets, sur un petit chemin de fer circulaire dont le centre se trouve sur cet axe. Les galets, au nombre de deux ou de trois, peuvent être montés dans des chapes fixées au tablier ou être disposés à la manière de ceux des plaques tournantes des chemins de fer. Le déplacement angulaire du pont, dont l'amplitude doit souvent atteindre 90 degrés, s'opère au moyen d'un cabestan fixé dans le voisinage de l'axe et dont la chaîne vient s'accrocher au longeron voisin du tablier. Ce système, dans la construction duquel on ne fait généralement intervenir que le bois avec armatures en fer (exemple : arsenal de Cherbourg, communications entre les bassins pour les embarcations de service), n'est admissible que pour de faibles portées; aussi n'insisterons-nous pas davantage sur ce sujet.

Les ponts dont nous avons maintenant à nous occuper sont formés de deux parties identiques, qui, placées dans le prolongement l'une de l'autre, donnent accès à la circulation. Chacune des moitiés du pont peut se déplacer autour d'un axe vertical situé dans la région de celle de ses extrémités qui correspond au bajoyer. On comprend ainsi comment on peut ouvrir ou fermer la voie navigable. Actuellement, le bois n'est plus guère employé dans les constructions de ce genre ; c'est pourquoi, dans ce qui suit, il ne sera question que des ponts tournants en fer.

Chacune des deux moitiés du pont, qui peuvent devenir en contact ou se séparer, se compose de la *volée,* qui n'est autre

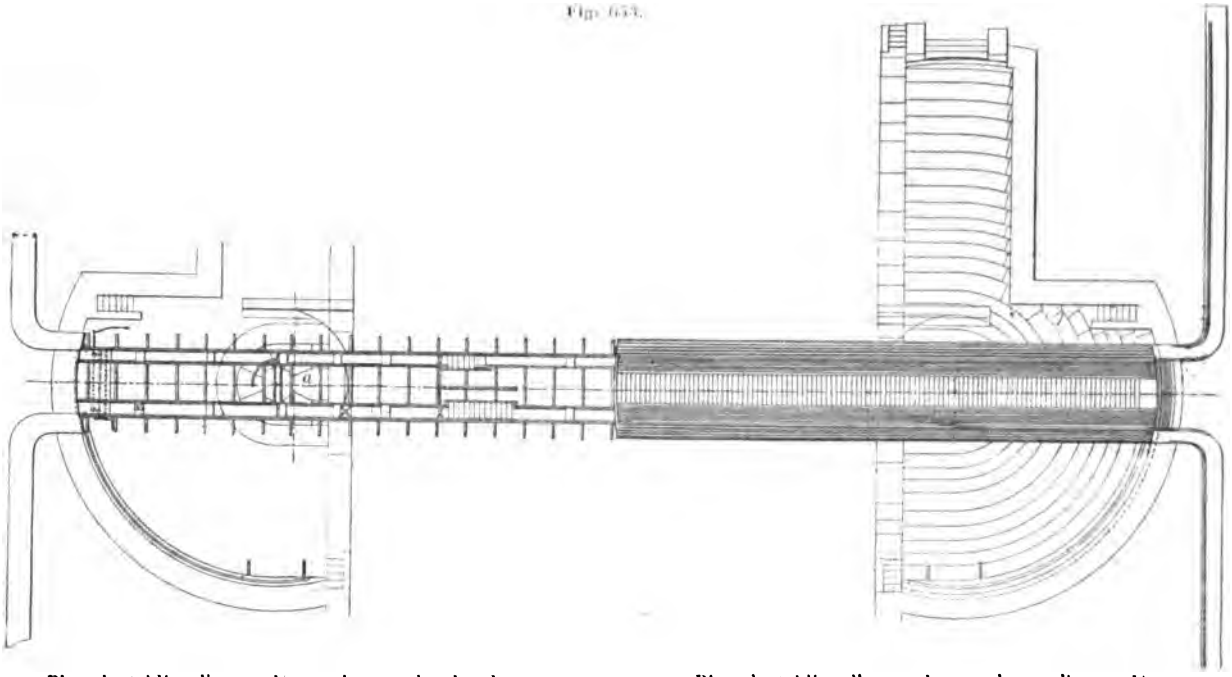
PONT TOURNANT DE DUNKERQUE.

Fig. 65.

Coupe en long de la volée de la rive gauche suivant l'axe du pont.

Élévation de la volée de la rive droite.

Fig. 653.



Plan du tablier d'une volee au-dessous du plancher.

Plan du tablier d'une volee au-dessus d'une volée.

chose qu'une demi-travée d'un pont métallique, d'un tambour cylindrique vertical, auquel nous donnerons le nom de *tour* et dont l'axe coïncide avec celui de la rotation, enfin de la *culasse*, qui se trouve au delà de la tour par rapport à la volée et qui recouvre un espace vide pour arriver au quai lorsque le pont est fermé. Il faut que le pont satisfasse aux conditions suivantes, savoir : 1° que lorsqu'il est livré à la circulation, les deux volées soient solidement reliées l'une à l'autre; 2° que la solidarité des volées puisse être facilement supprimée lorsqu'on veut livrer passage aux navires; 3° que la manœuvre, nécessaire pour déplacer chacune des moitiés du pont, soit facile et de courte durée. Ici s'arrêtent les généralités, car on est arrivé à satisfaire aux conditions ci-dessus en adoptant d'assez nombreuses dispositions que nous n'avons pas à analyser.

Nous nous bornerons ici à donner comme exemples les descriptions de deux ponts tournants en fer établis respectivement à Dunkerque et à Brest. Le premier nous paraît grouper tous les perfectionnements qui ont été successivement apportés au type le plus répandu en France; le second est unique dans son genre, et est remarquable par sa hardiesse, son ouverture considérable et le caractère ingénieux de ses mécanismes.

1° *Pont tournant sur l'écluse, dite* de barrage, *du port de Dunkerque* (*fig.* 652 à 659). — Ce pont couvre un passage de 21 mètres d'ouverture. Chacune de ses volées a une longueur de 21^{m},50, qui se décompose ainsi qu'il suit :

	m
D'une extrémité de culasse au pivot.....	8,00
Du pivot à l'aplomb du bajoyer de l'écluse.....	3,00
De l'aplomb du bajoyer à l'extrémité de culée.....	10,50
Total.....	21,50

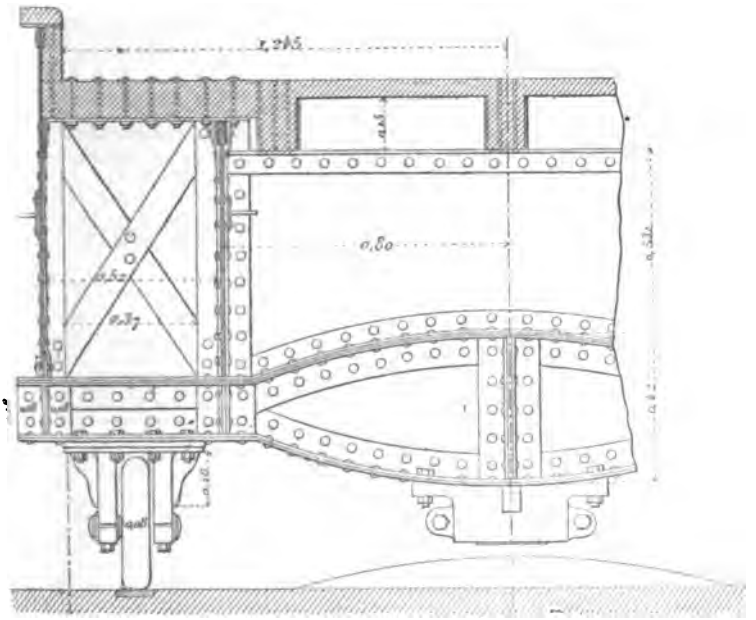
La largeur totale du pont est de 4^{m},04, mesurée entre les bords extérieurs des trottoirs, et donne lieu à une voie charretière de 2^{m},50, limitée par deux trottoirs de 0^{m},77.

La tour *a* (*fig.* 653) est formée de deux enveloppes cylindriques en tôle, concentriques, réunies entre elles par des moises croisées situées dans des plans méridiens.

L'ensemble des deux volées forme une travée en arc de cercle.

Une pièce (*fig.* 654), affectant à peu près la forme d'un solide d'égale résistance, dont la partie centrale est évidée, est

Fig. 654.



Élevation partielle suivant NO (*fig.* 655).

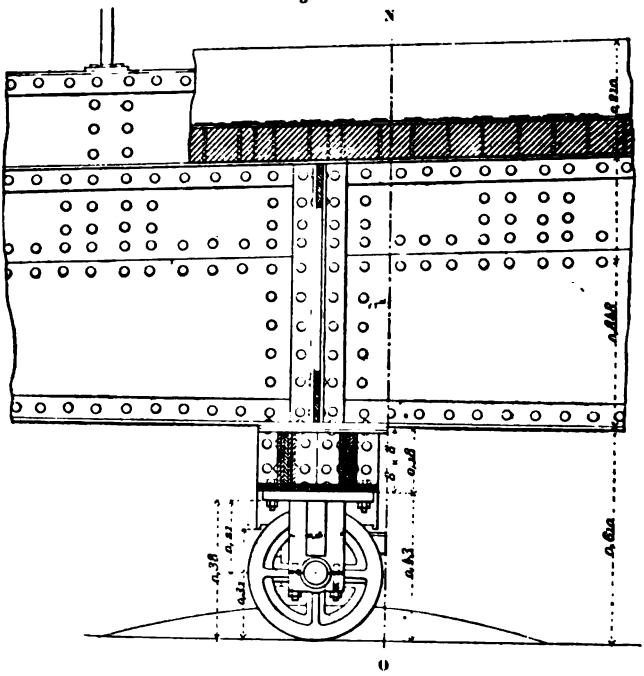
perpendiculaire à l'axe de la volée, passe par l'axe de la tour et est rivée par ses deux extrémités à l'enveloppe cylindrique intérieure. Cette pièce est formée de deux tôles (1), dont les bords courbes sont renforcés par des cornières, et est consolidée en son milieu par deux tôles verticales et des cornières. A chacune de ses extrémités, le solide d'égale résistance se prolonge sous la forme rectangulaire jusqu'à la surface extérieure

(1) L'épaisseur des tôles employées dans toute la construction est de $0^m,01$ et exceptionnellement de $0^m,011$. L'épaisseur des cornières et des fers à T est de $0^m,01$; les côtés des cornières et les saillies des fers à T sont de $0^m,08$.

de la tour. Les cornières inférieures des enveloppes sont rivées sur celles des deux rectangles.

Une crapaudine est boulonnée aux cornières de l'arc inférieur et repose sur un pivot terminé en hémisphère, scellé dans

Fig. 655.



Coupe en long au joint de la tour.

la maçonnerie de l'encuvement (1), à 3 mètres en arrière des parements des bajoyers, de manière à ménager un chemin de halage.

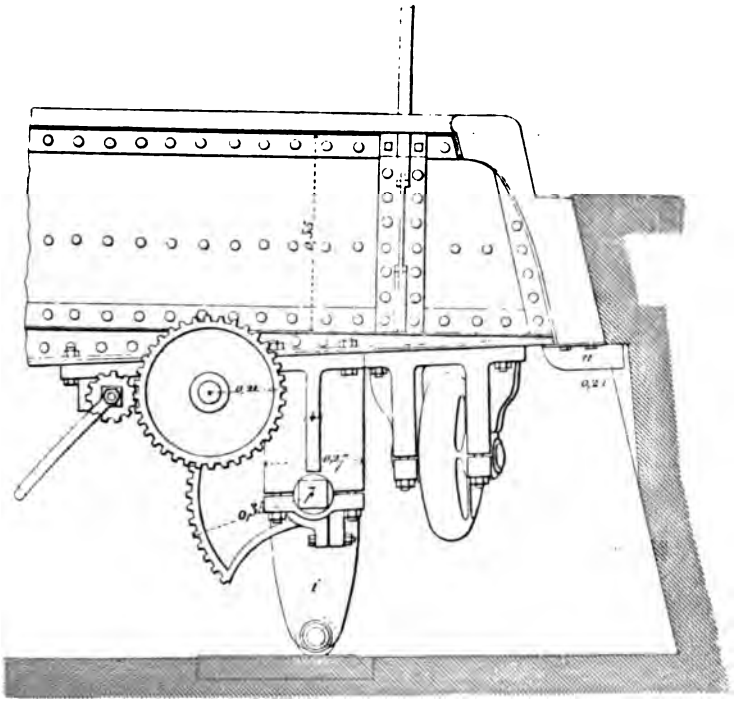
---

(1) On désigne ainsi l'espace dans lequel une moitié de pont peut se déplacer autour du pivot en décrivant un angle de 90 degrés à partir de la position qu'elle occupe lorsque le pont est fermé.

L'encuvement est limité par un parement en maçonnerie, dont la forme générale est tronconique; l'axe du tronc de cône est celui de la rotation. Enfin le parement est entaillé en gradins dont les parties planes sont des *tablettes*. Le sol de l'encuvement est dallé.

L'équilibre du pivot est assuré transversalement par deux roulettes, dont les chapes sont fixées à la partie inférieure de la tour. Ces deux roulettes sont situées symétriquement par rapport au plan méridien de la volée. Leur distance à l'axe du pivot est de $1^{m},06$.

Fig. 656.



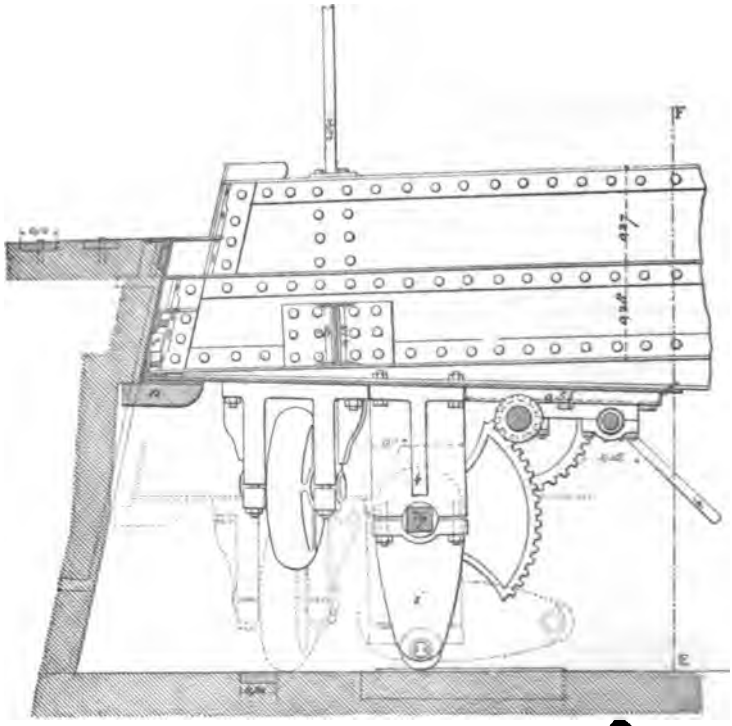
Élévation de l'extrémité d'une culasse.

La volée et la culasse sont limitées par des arcs de cercle dont le centre se trouve sur l'axe de rotation et dont les rayons sont respectivement de $13^{m},50$ et de $4^{m},04$.

Le tablier est formé de quatre longerons en tôle, qui sont renforcés par des cornières et des fers à T. Les deux longerons intermédiaires sont espacés de $1^{m},60$ d'axe en axe; la distance d'un longeron intermédiaire au longeron extérieur voisin est de $0^{m},50$.

Les traverses *h*, dont la section est en I, sont espacées de $1^{m},18$ d'axe en axe et reposent à leurs extrémités sur deux cours de fers en T, auxquels elles sont réunies au moyen de cornières; d'autres cornières permettent de fixer ces fers aux longerons intérieurs sur leurs faces intérieures. Les traverses

Fig. 657.

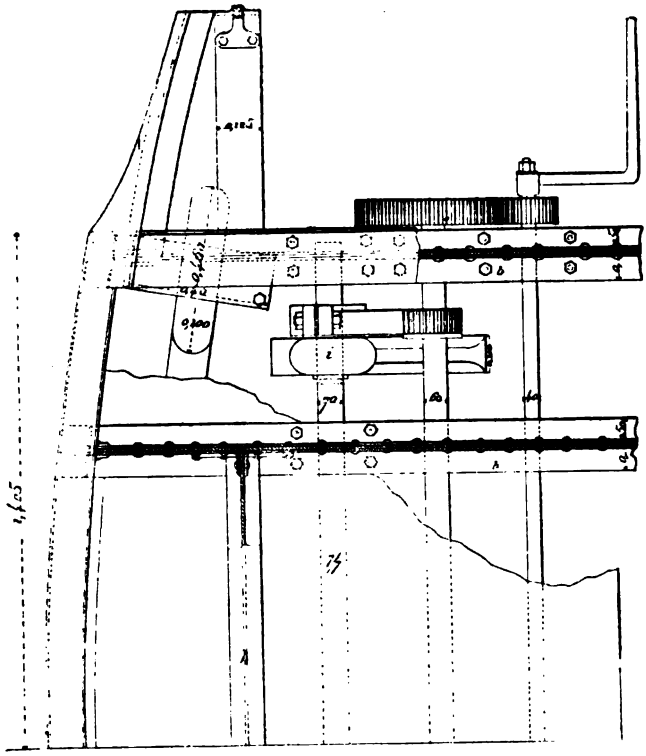


Details de la coupe suivant l'axe dans une traversée de culasse.

qui terminent la volée et la culasse sont en tôle pleine. Les trottoirs reposent sur des corbeaux formés de fers à T pliés d'équerre. Les extrémités des branches de l'équerre sont réunies par une bande de tôle, cintrée de champ et butant en forme de contre-fiche contre un cours de fers en T qui règne sur la face extérieure des longerons extérieurs, à la même hauteur que ceux qui supportent les traverses.

Nous arrivons maintenant à la manœuvre du pont. Une roulette, dont l'axe de rotation est dirigé suivant l'axe de chaque demi-tablier, est adaptée à la culasse, vers son extrémité. Comme on fait en sorte que le moment du poids de la culasse, par rapport au sommet du pivot, soit un peu supérieur à celui

Fig. 658.

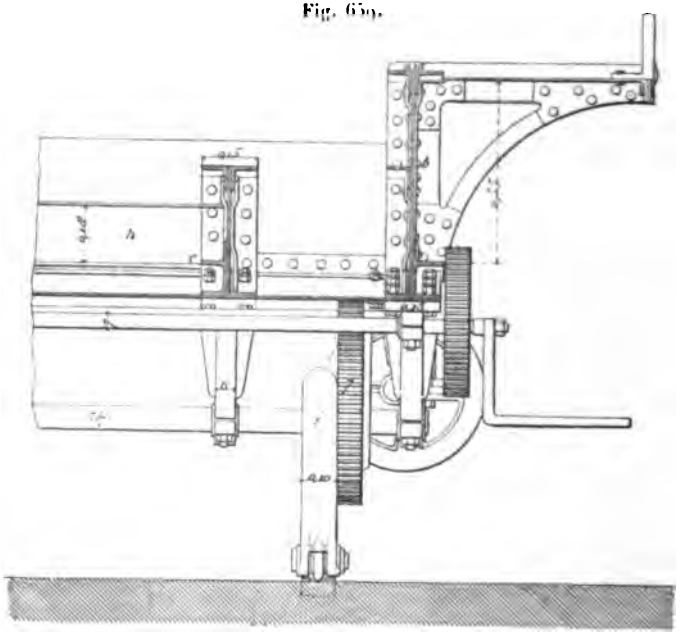


Demi-plan correspondant à la coupe de la *fig.* 657.

du poids de la volée, il s'ensuit que la culasse reposerait naturellement, par l'intermédiaire de la roulette ci-dessus, sur les dalles de l'encuvement, que le tablier resterait incliné et que la fermeture du pont serait impossible. Pour pouvoir donner au tablier l'horizontalité, on a établi près de la roulette, du côté du pivot, un excentrique *i*, monté sur un arbre transver-

sal et situé d'un côté de la culasse. Un secteur denté, monté sur l'arbre ci-dessus, engrène avec un pignon dont l'arbre porte une roue dentée, engrenant elle-même avec un second pignon dont l'arbre se termine par une manivelle sur laquelle on agit pour déplacer l'excentrique. Supposons que le pont soit fermé : l'excentrique s'appuie sur les dalles par la partie

Fig. 659.



Coupe transversale dans une extrémité de la culasse (*fig.* 657).

la plus éloignée de son axe de rotation, qui porte une roulette sur voie de fer, en même temps qu'un guide en fer *n* fixé sous chacune des culasses s'arc-boute contre le mur de soutènement du terre-plein, qui présente, sur la largeur du pont mis en place, un fruit rentrant de $0^{m},30$ sur toute la profondeur totale de l'encuvement, soit de $1^{m},26$.

Pour établir la solidarité voulue entre les deux demi-tabliers, on a pratiqué dans l'extrémité de l'une des volées une gorge dont la section est demi-circulaire, dans laquelle s'engage une

saillie de même forme qui termine l'extrémité de l'autre volée. On constitue ainsi un assemblage, dit *à gueule de loup*, tout à fait semblable à celui des deux battants d'une fenêtre.

Si l'on déplace l'excentrique, les deux volées se dégagent d'abord, puis la roulette de culasse finit par reposer sur les dalles de l'encuvement. Le déplacement angulaire de la volée s'opère à bras d'hommes par les éclusiers-pontiers, qui poussent la culasse en marchant sur le dallage ou sur les tablettes des encuvements; le guide *n* glisse dans une rainure ménagée dans le terre-plein, et l'extrémité de la volée vient finalement s'engager dans un logement ménagé dans la tablette supérieure de l'encuvement.

En opérant en sens inverse pour fermer le pont, le guide *n* vient buter contre un arrêt et détermine exactement la position que doit occuper la volée. On n'a plus alors qu'à relever l'excentrique.

2° *Pont tournant de Brest.* — Ce pont (*fig.* 660 à 667), jeté sur la rivière la Penfeld (vers le milieu du port militaire), est remarquable par la hardiesse de sa construction, sa portée, etc. Le tablier est établi à 29 mètres au-dessus du zéro de l'échelle des marées et laisse au-dessus des hautes mers un passage libre de $19^{m},50$. La distance entre les parements des culées est de 174 mètres. Les deux volées, qui sont métalliques, reposent chacune sur une pile circulaire, dont le diamètre au sommet est de $10^{m},60$. L'écartement des piles d'axe en axe est de 117 mètres, et la largeur du passage libre, quand le pont est ouvert, de 106 mètres, ce qui est sensiblement la largeur du chenal. Les volées ont une hauteur de $7^{m},10$ au droit des piles et $1^{m},40$ au sommet. La largeur de la chaussée est de 5 mètres et celle des trottoirs de $1^{m},10$. Les longerons supérieurs et inférieurs du tablier sont en T et reliés par des croix de Saint-André. La pente du tablier, de part et d'autre du sommet, est de $\frac{1}{100}$. Lorsque les volées sont en regard l'une de l'autre, on les réunit sur chaque tête par un verrou; on fait avancer le verrou au moyen d'un secteur denté adapté sur l'une des volées, engrenant une vis horizontale; l'axe de cette vis porte un rochet, destiné à recevoir un levier à cliquet que l'on introduit par un regard que l'on ferme par un couvercle en fonte. L'extré-

PONT TOURNANT DE BREST.

Fig. 660.

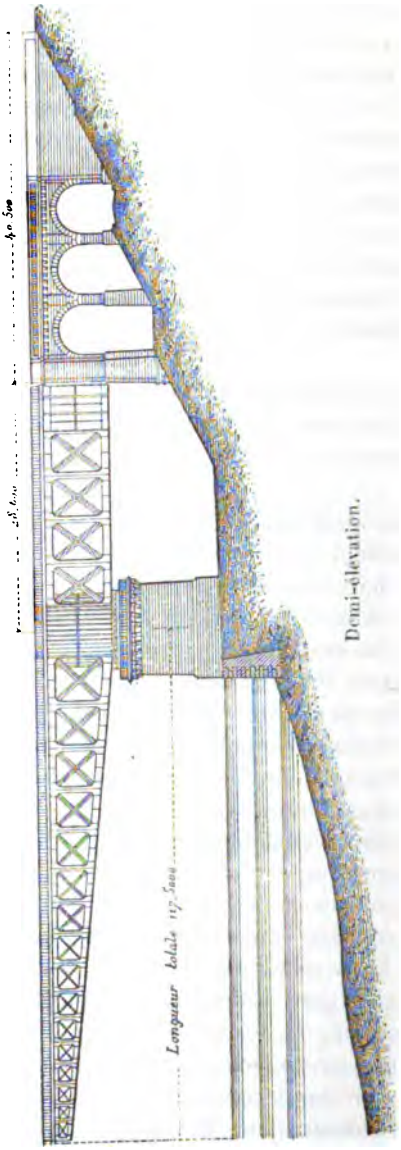


Fig. 661.

mité de chaque culasse est formée d'une caisse dans laquelle

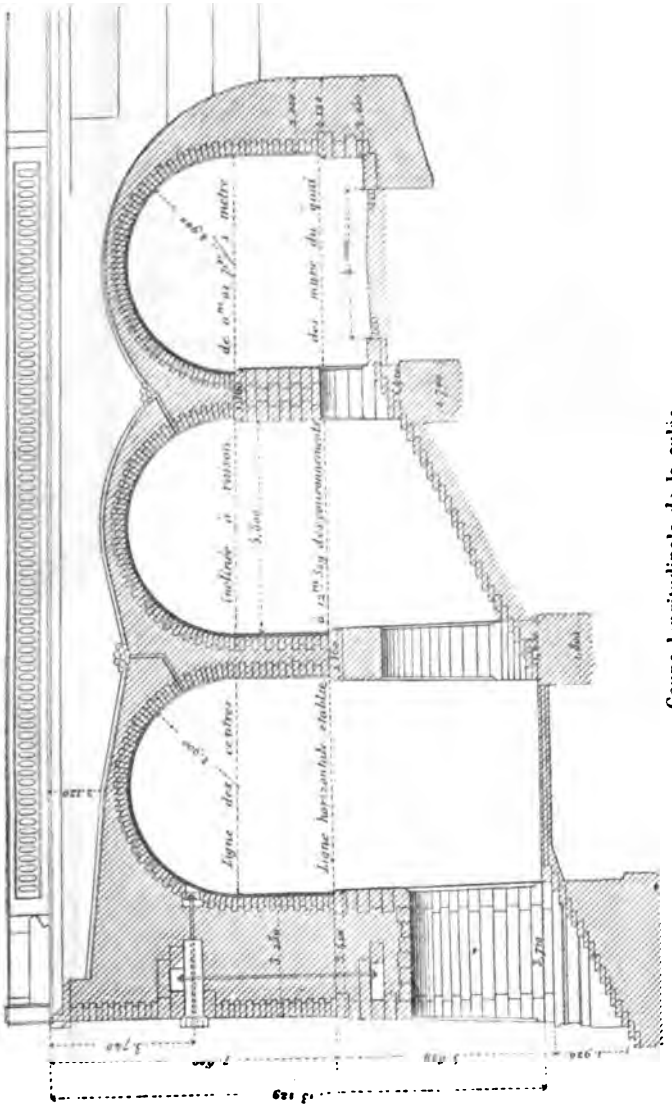


Fig. 602. Coupe longitudinale de la culée.

se trouve le contre-poids qui fait équilibre à la volée. Le mécanisme de calage se compose d'un arbre horizontal, por-

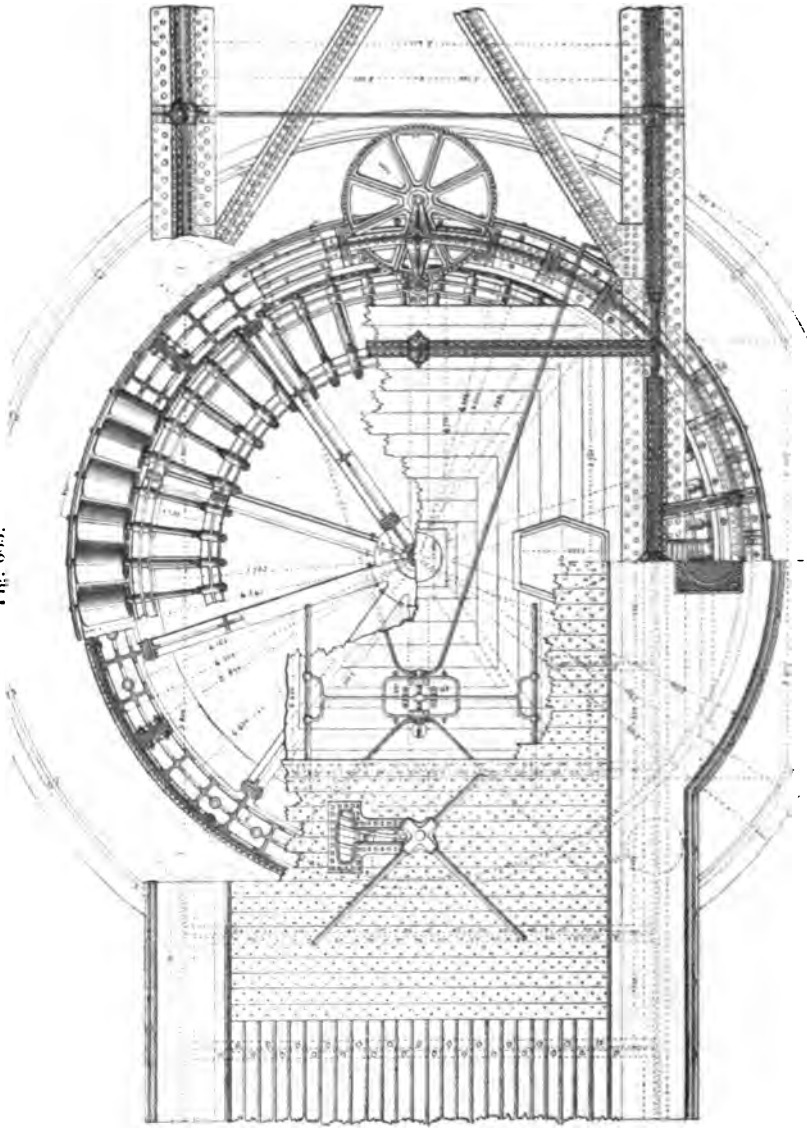


Fig. 663.

tant deux filets de vis de sens opposés. Ces vis engrènent avec deux secteurs mobiles autour d'axes verticaux maintenus

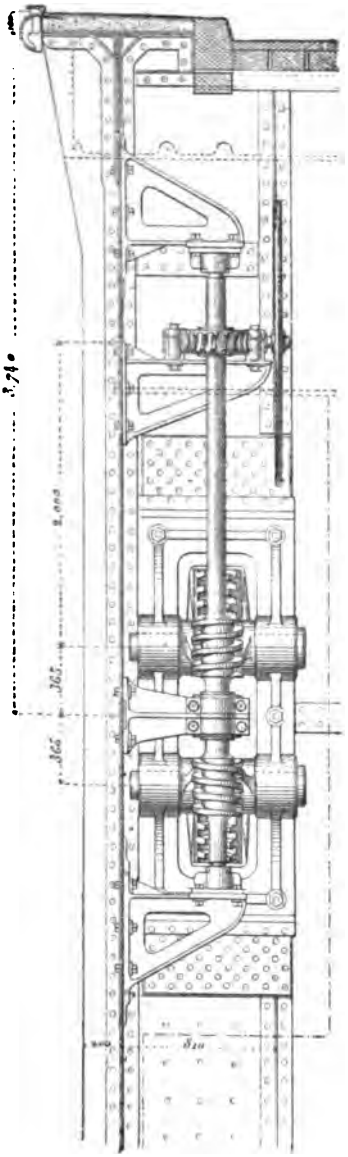


Fig. 664. Calage, vu de côté.

dans la pile. Ces secteurs forment, au delà des axes, les mâ-

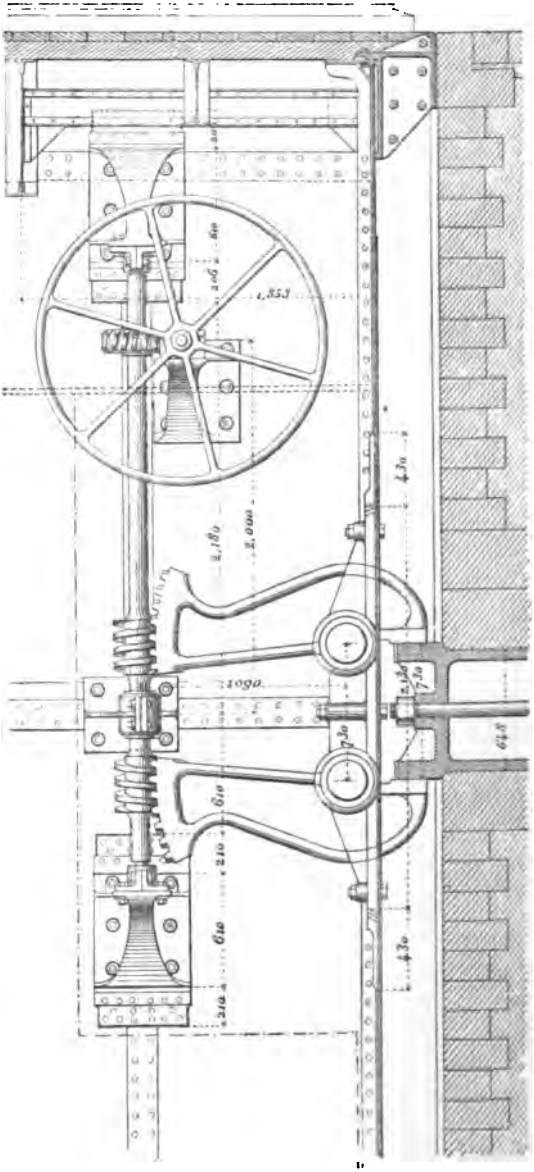


Fig. 665.

Calage en élévation.

Fig. 666. — Verrou vu horizontalement.

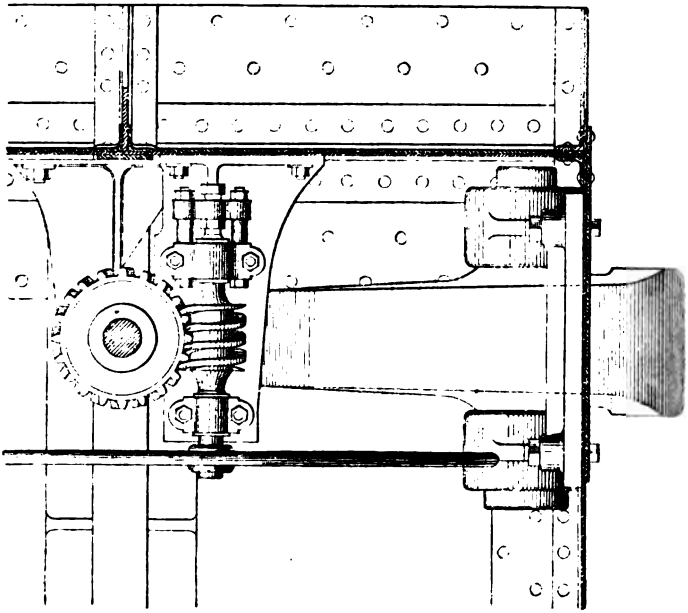
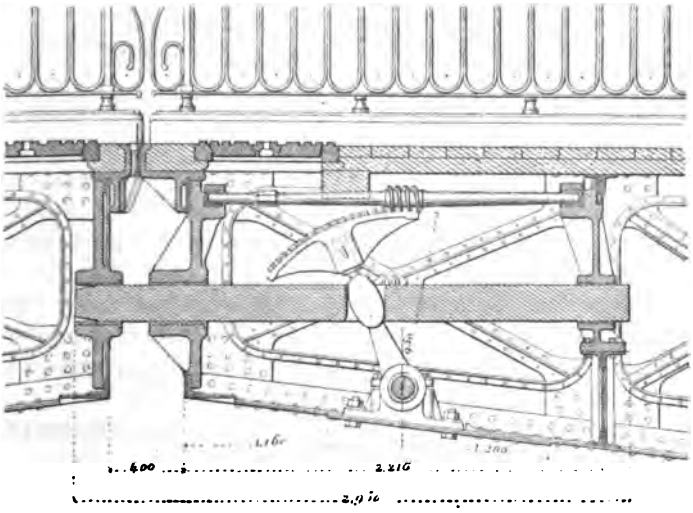


Fig. 667. — Verrou en élevation.

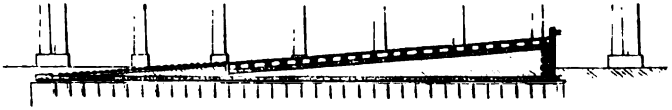


choires d'un étau qui vient saisir une pièce de fonte scellée horizontalement dans la culée. La *tour de roulement* formant pivot repose, par un plateau, sur un système de galets coniques dont les axes convergents sont maintenus, par des coussinets, sur un second plateau scellé dans la maçonnerie de la pile. Ce dernier plateau, denté sur sa circonférence, engrène avec un pignon monté sur la partie mobile. Au moyen d'une transmission très-simple, les hommes d'équipe placés sur le tablier font mouvoir le pignon, par suite la volée. L'arbre de commande se termine par une pièce articulée que l'on redresse et dans laquelle on engage des leviers; on la rabat quand la manœuvre est terminée, et l'on ferme la chambre par un couvercle en tôle.

§ III. — *Des cales de construction et des bassins de radoub.*

413. *Cales de construction.* — Une cale (*fig.* 668) est un plan incliné sur lequel on construit un navire pour le lancer

Fig. 668.



Coupe longitudinale de la cale orientale n° 6 du port de Toulon.

ensuite à la mer; elle est généralement normale au rivage; cependant, quand elle aboutit au bord d'un fleuve dont le courant est rapide, on dirige obliquement la cale pour qu'un navire lancé suive le fil de l'eau.

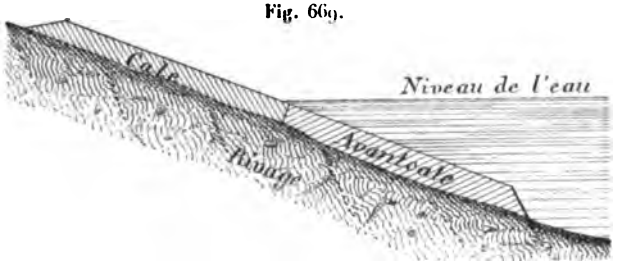
La cale se termine sous l'eau par une *avant-cale*, qui soutient le bâtiment jusqu'à la profondeur à laquelle il commence à flotter, soit 4 ou 5 mètres pour les plus grands navires qu'on lance désarmés.

La cale peut être placée, suivant la pente naturelle du terrain, en contre-haut ou en contre-bas (*fig.* 669, 670, 671).

La cale, lorsque la pente est très-faible et que l'on a recours

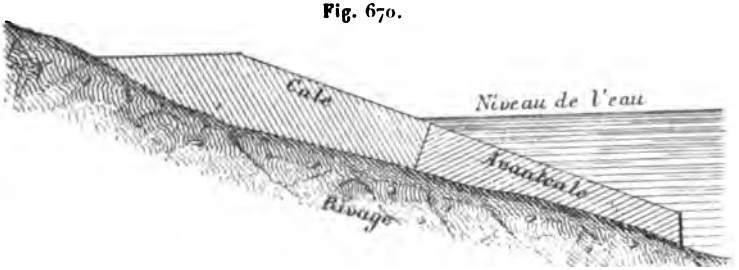
à la première disposition, est en estacades; les supports du

Fig. 669.



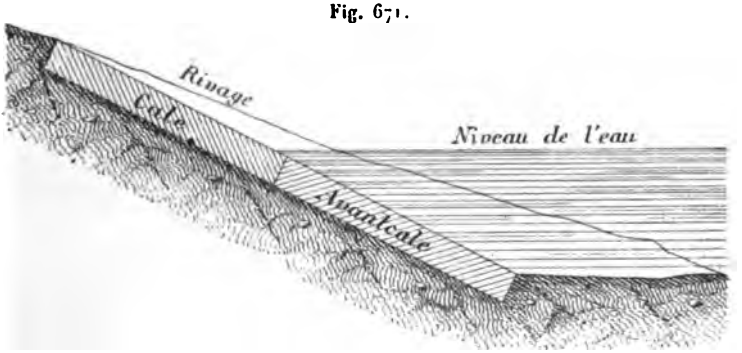
Cale au niveau du rivage.

Fig. 670.



Cale en contre-haut du rivage.

Fig. 671.



Cale en contre-bas du rivage.

navire sont très-longs et peu solides; sous ce rapport, la troi-

sième disposition est la meilleure, quoique la deuxième donne de bons résultats.

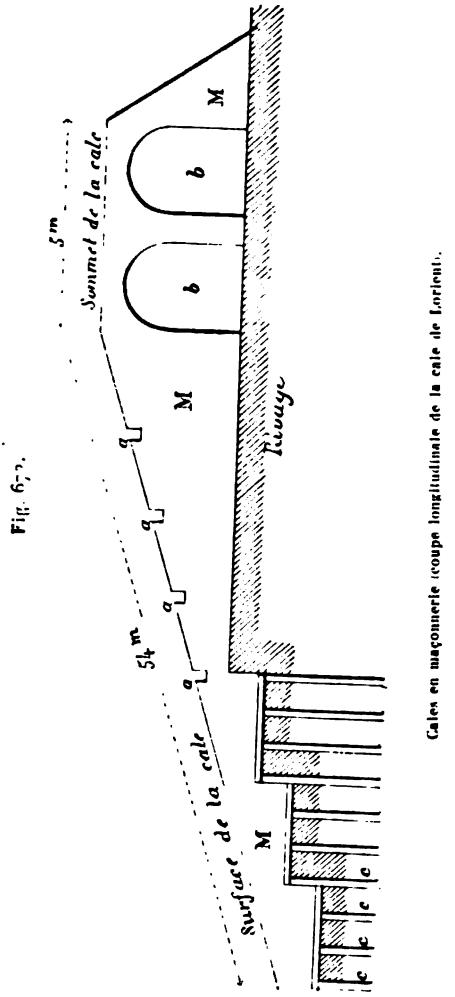


Fig. 673.

Cales en maçonnerie (coupe longitudinale de la cale de Lorient).

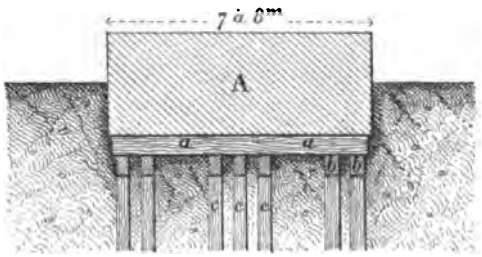
Les *fig.* 673 et 674 représentent les coupes en travers de deux cales établies respectivement sur un terrain incompressible et sur un terrain vaseux. Dans la première, A représente

le massif de maçonnerie, *a* des traverses en bois, *c* les pieux.

La pente de la cale doit être telle, que le navire, terminé et débarrassé de ses entraves, puisse glisser lentement à la mer.

Pour les grands navires, elle est de $\frac{1}{12}$; pour les petits, de $\frac{1}{11}$, au plus de $\frac{1}{10}$; pour les petites embarcations, de $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{8}$.

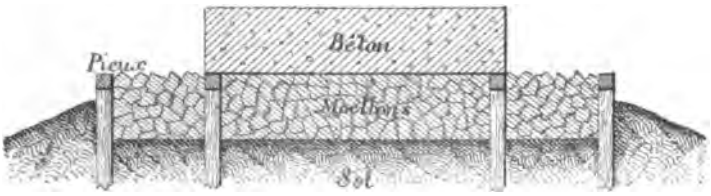
Fig. 673.



Cales dans un terrain compressible.

Dans les arsenaux des bords de la Clyde, on a réduit la pente à $\frac{1}{22}$; les navires glissent encore naturellement, mais quelquefois on est obligé de les haler.

Fig. 674.



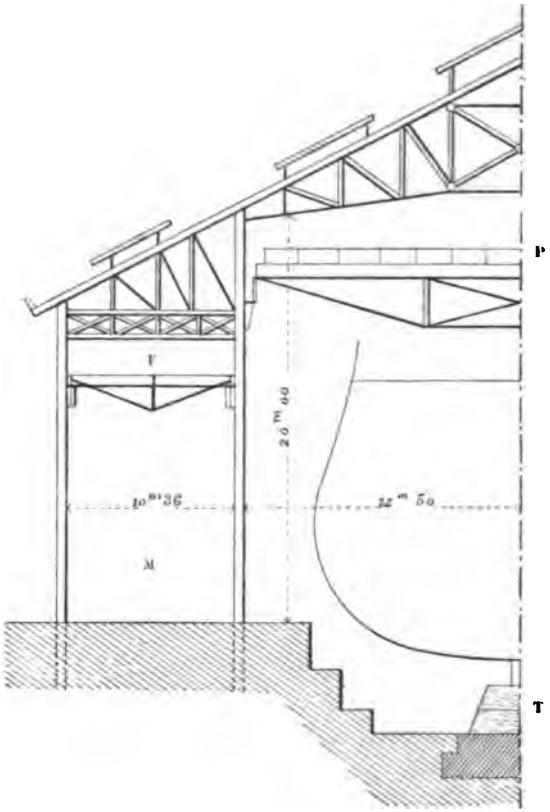
Cales en terrains vaseux.

La largeur des cales varie de 6 à 8m,50; leur longueur est celle des plus grands navires qu'on ait à y construire.

Dans nos arsenaux, pour construire une cale (*fig.* 672 à 674), on bat des pieux de manière que leurs têtes arasées déterminent des étages successifs; les pieux sont reliés par des longrines et des traverses, sur lesquelles on établit un plancher en ma-

driers ; on dispose sur ce plancher une maçonnerie dont le parement incliné est en pierres de taille. La longueur des traverses est de 6 à 7 mètres, et leur espacement de 2 mètres. On

Fig. 675.



Demi-coupe de la cale couverte de Chatham.

ménage dans le parement des cannelures dans lesquelles on scelle avec du ciment les supports des *tains*, pièces sur lesquelles nous reviendrons plus loin.

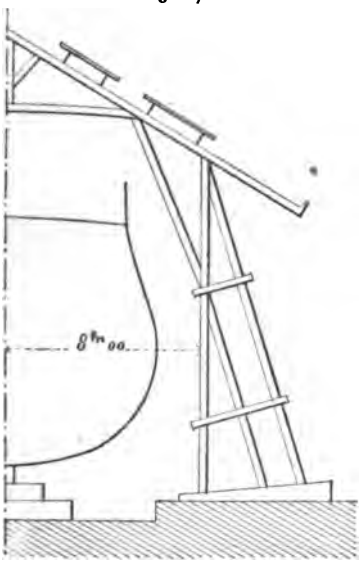
Dans les chantiers du commerce, on procède avec plus d'économie : on établit un grillage avec des déchets de bois,

dont les longrines sont accolées deux à deux, de manière à croiser les assemblages bout à bout; l'espacement des traverses n'est pas nécessairement régulier; sur le grillage on installe des longrines et traverses, de manière à former des gradins.

Lorsque la construction d'un navire doit durer au moins dix-huit mois, il faut préserver les matériaux qui le constituent de l'action des intempéries. Dans la marine militaire, on recouvre le navire d'une toiture, qui est conservée lors du lancement et que l'on n'enlève qu'après l'armement.

On a aussi recours aux *cales couvertes*.

Fig. 676.



Cales couvertes en bois pour marine marchande.

Celle de Chatham (*fig.* 675) est entièrement fermée; sa charpente est métallique et formée d'une travée centrale au-dessus du navire et de deux travées latérales recouvrant des magasins. La toiture est en tôle ondulée et galvanisée et est munie de châssis vitrés pour l'éclairage. A chaque travée, et en contre-

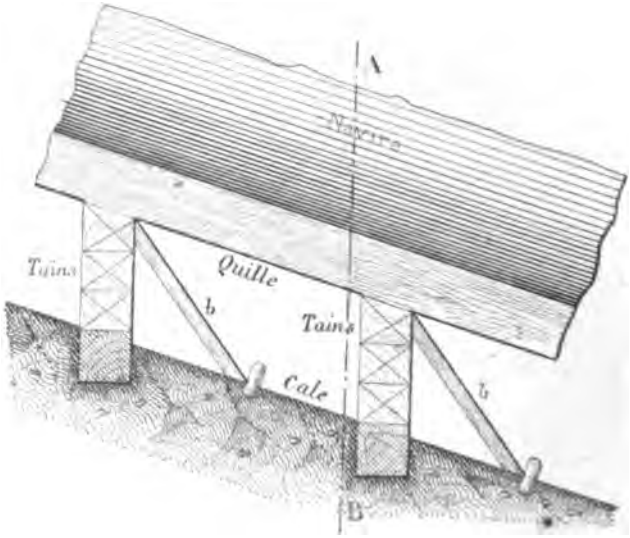
bas, correspond une poutre armée servant d'appui à des voies ferrées pour le transport des matériaux.

Dans la *fig.* 675 la lettre M désigne les magasins, F une voie ferrée, P la poutre armée, T les *tains* dont il sera question ci-après, *m* la maçonnerie de fondation.

Les cales couvertes de la marine marchande sont très-économiques et sont en bois, avec couverture en ardoises; chaque ferme a 16 mètres de portée, et la couverture est prolongée, de part et d'autre, de 4 mètres (*fig.* 676).

Un *tain* ou *billot* (*fig.* 677 et 678) consiste en plusieurs

Fig. 677.



Élevation longitudinale d'une cale de construction

pièces de bois superposées, solidement liées entre elles et fixées transversalement sur le sol de la cale par la pièce inférieure. Les tains, également espacés, sont les supports de la quille du navire en construction et déterminent un vide de $1^m,20$ à $1^m,40$ de hauteur, pour que les ouvriers puissent y travailler facilement.

A mesure que le navire se construit (1), on le soutient par des étançons appelés *accores* ou *épontilles*.

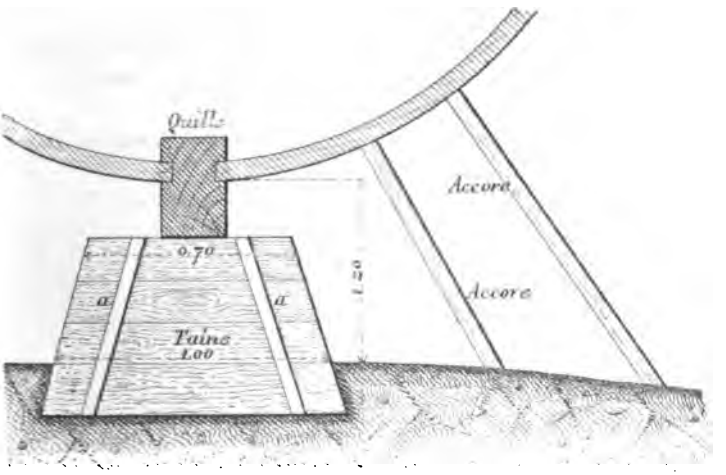
Dans la *fig.* 677 la lettre *b* désigne des soutiens en bois.

Le lancement d'un navire se fait en vives eaux, une heure avant la haute mer.

On emploie à cet effet un appareil appelé *ber* ou *berceau*, qui a pour objet de soutenir latéralement le navire pendant qu'il glisse sur la cale.

Le berceau en corde, très-employé anciennement et qui ne l'est plus guère actuellement que dans quelques ports de la

Fig. 678.



Coupe suivant AB.

Méditerranée, se compose de supports latéraux reliés deux à deux par des cordes qui passent sous la quille.

On emploie maintenant le berceau en charpente.

---

(1) La charpente d'un navire est formée d'une série de fermes renversées (couples), variables de forme de l'une à l'autre, et dont l'équivalent du faîte est la *quille*.

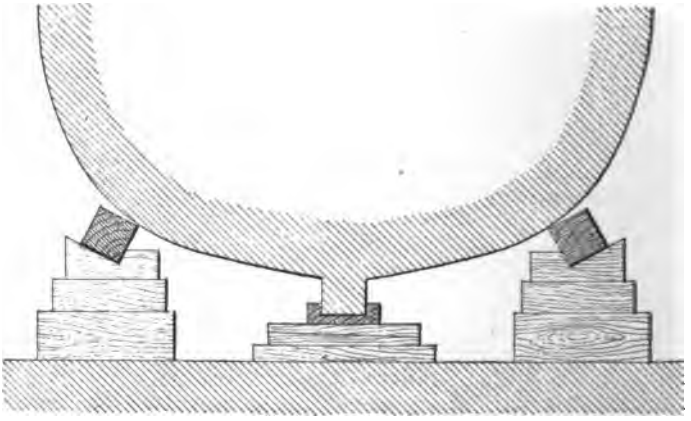
La *carène* est la portion immergée du navire non chargé ou située, comme on le dit, au-dessous de la *ligne de flottaison*.

Le berceau dit *à couettes vives*, surtout appliqué aux navires de fort tonnage, se compose de deux pièces longitudinales (*couettes*), adaptées, avec ou non-interposition de *ventrières*, aux flancs du navire et qui reposent sur des coulisses. Sur les couettes se trouvent deux pièces longitudinales (*sablières*) à mortaises inclinées, destinées à recevoir les *languettes*. On place les coulisseaux à mesure que l'on enlève les tains de deux en deux.

Lorsque les accores sont enlevées, on retient le navire par des arcs-boutants obliques (*clefs*), établis entre les couettes et les traverses de la cale. Le berceau est retenu par des cordages (*saisines*), fixés d'une part aux couettes et amarrés de l'autre à une estacade. On coince les languettes, sauf à l'avant, où l'on constate, en se servant d'une masse, que les tains sont chargés; enfin, il ne reste plus qu'à coincer les dernières languettes pour faire partir le navire.

Pour les petits navires, on emploie des *couettes mortes*

Fig. 679.



Couettes mortes.

(*fig.* 679), qui sont fixes et qui supportent les ventrières si le bâtiment s'incline.

Pour amortir la vitesse du navire quand il quitte la cale, on le retient par deux câbles fixés dans le sol; chacun de ces

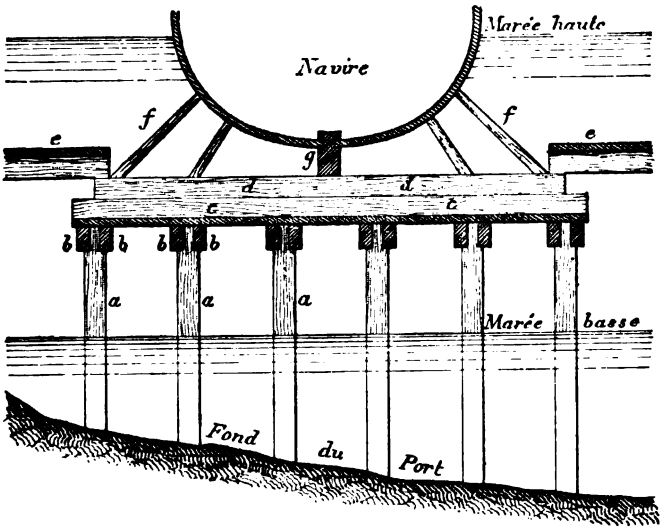
câbles, développé en serpentant, est lui-même retenu de distance en distance par des cordes plus faibles, de sorte qu'il ne se tend que lorsque plusieurs de ces cordes ont été brisées, ce qui supprime une partie de la force vive acquise. Enfin, sur le trajet du navire on dispose un flotteur qui amortit sa vitesse et qu'il entraîne ensuite avec lui.

414. *Carénage.* — On désigne sous ce nom le travail auquel on se livre pour réparer la carène d'un navire. On emploie à cet effet l'un ou l'autre des procédés suivants :

1° *Échouage.* — On échoue le navire sur une plage bien préparée, que la mer laisse à sec à marée basse, et c'est pendant cette marée qu'on exécute la réparation.

On appelle *gril de carénage* (*fig.* 680 et 681) une plate-

Fig. 680.



Gril de carénage.

forme sur laquelle vient reposer le navire, et qui n'est pas submergée par les hautes mers de mortes-eaux. Le navire est amené sur place pendant les hautes mers de vives-eaux.

Dans la *fig.* 680 la lettre *a* désigne les pieux de fondation,

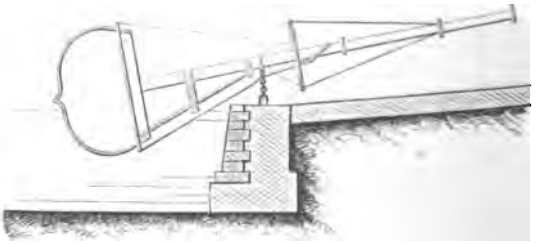
b les longrines longeant les pieux, *f* les accores, *e* les trottoirs latéraux, *g* la quille du navire, *c* le plancher inférieur sur le-

Fig. 681.

Navire sur son ra'eau.

quel se placent les ouvriers chargés des réparations, *d* les traverses placées de distance en distance pour porter la quille.

Fig. 682.



Cale d'abatage en carène avec cale de débarquement.

2° *Abatage en carène.* — On renverse le bâtiment sur un côté (*fig.* 682), en exerçant une traction sur le mât, de telle

sorte que la quille sorte de l'eau. On répare le côté mis à sec, puis on procède de la même manière pour l'autre côté. La traction est produite sur le mât par l'intermédiaire d'un cordage aboutissant à un ponton ou à un quai. L'opération dont il s'agit offre l'inconvénient de se prêter à la dislocation du navire et à l'ouverture des joints transversaux.

415. ***Radoub et refonte des navires.*** — On donne le nom de *radoub* à l'ensemble des grandes opérations que l'on doit faire subir à la carène, savoir la réfection du calfatage (1) et le remplacement du doublage (2). La *refonte* est une réparation complète du navire, y compris le remplacement des pièces de mâture qui sont avariées.

Nous allons faire connaître les procédés qui sont employés pour que l'on puisse faire ces réparations :

1° *Cales de halage.* — On désigne ainsi des cales analogues à celles de construction. Le navire étant placé sur le berceau, on le fait mouvoir, à l'aide de cabestans, sur des glissières posées sur la cale. Quelquefois, le berceau porte des galets qui roulent sur des rails fixés sur la cale.

L'inconvénient de ce système consiste en ce que la membrure éprouve une grande fatigue pendant que l'on donne au navire l'inclinaison de la cale, en soulevant l'avant du bâtiment pendant que l'arrière flotte encore. On a cherché à y parer en hissant transversalement le navire (amené à être parallèle à la berge) sur la cale, dont la pente peut alors atteindre $\frac{3}{10}$.

2° *Appareils à soulèvement ou docks.* — Un *dock flottant* se compose en principe d'un caisson qu'on peut remplir pour le couler, et au-dessus duquel on fait ensuite arriver le navire à réparer; puis on épuise le caisson, le dock s'élève, soulève le navire qui, mis à sec, peut être l'objet des réparations voulues. Pour les petits navires, il suffit d'employer des docks

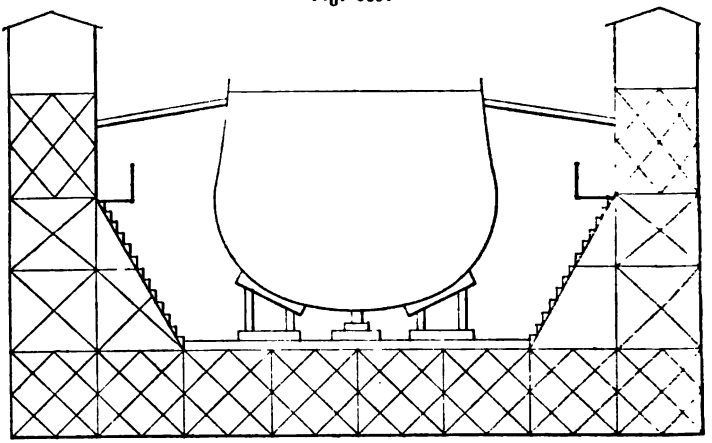
---

(1) Le calfatage consiste à chasser avec force des étoupes dans les joints des bordages pour les rendre étanches.

(2) Revêtement en feuilles minces de cuivre appliqué sur la carène des navires en bois pour les préserver du taret.

en bois. Pour les vaisseaux de fortes dimensions, les docks sont métalliques; nous citerons notamment à ce sujet celui de Saïgon (*fig.* 683), qui est formé d'un caisson horizontal qui doit supporter le navire, et de deux caissons latéraux, formant bajoyers et servant de supports aux machines d'épuisement.

Fig. 683.



Dock flottant de Saïgon.

On donne spécialement le nom de *balance-dock* aux bassins flottants dans lesquels les extrémités du compartiment réservé au navire restent ouvertes. Les balances offrent sur les docks l'avantage de pouvoir s'employer pour des navires plus longs, qui font alors saillie aux deux extrémités.

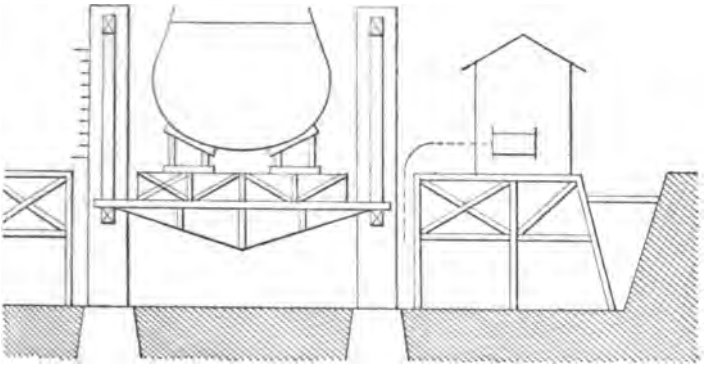
On a reconnu que l'on pouvait sans inconvénient remplacer le caisson de fond par une plate-forme.

On désigne sous le nom de *sectionnil-docks* la réunion de tronçons, de 10 mètres de longueur chacun ou environ, réunis bout à bout; chaque tronçon se compose d'une chambre destinée à recevoir le navire et de deux flotteurs latéraux.

Le *dock hydrostatique* de M. Clarke (*fig.* 684 et 685), appelé aussi *dock à plate-forme élévatoire*, est un appareil qui, comme le précédent, s'emploie surtout en Amérique. Il se compose d'une plate-forme placée dans un canal et destinée à rece-

voir un caisson flottant après l'avoir coulé. Des machines à vapeur placées sur des bajoyers mettent en jeu des presses hydrauliques dont les tiges de piston soulèvent le tablier, et bientôt le

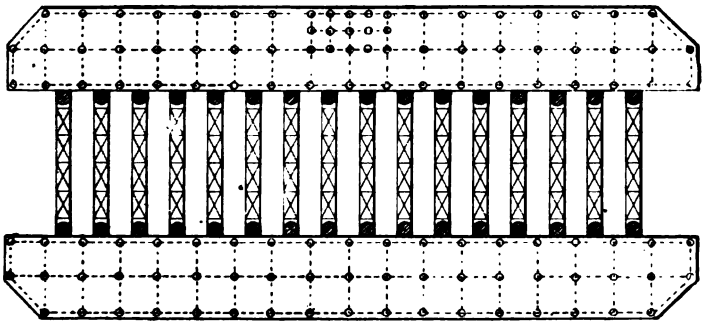
Fig. 684.



Coupe de l'appareil de M. Clarke.

navire, jusqu'au moment où le caisson émerge et se vide par des soupapes de fond; on ferme ensuite les soupapes et on

Fig. 685.



Plan de l'appareil de M. Clarke.

laisse redescendre la plate-forme. Le caisson flotte en portant le navire, que l'on peut conduire dans l'endroit où il doit être réparé. Le canal étant libre, la plate-forme peut recevoir un

second navire que l'on manœuvre comme le précédent, et ainsi de suite.

3° *Formes de radoub ou formes sèches.* — Une forme de radoub (*fig.* 686 à 691) est un bassin communiquant avec le port et dans lequel on fait entrer un navire à réparer. En supprimant la communication par une fermeture étanche, on épuise et maintient à sec le bassin pour toute la durée de la réparation. Les formes sont généralement placées dans les bassins des ports.

Une forme est limitée par des bajoyers qui sont réunis par leurs extrémités opposées à la communication avec le port par une partie demi-circulaire. Le parement intérieur de la maçonnerie est disposé en gradins, en vue de faciliter le travail de réparation; ces gradins ont une certaine largeur pour qu'ils puissent servir d'appui aux accores.

Le navire repose sur une cale de niveau.

Des rigoles longitudinales d'assainissement (pente de $\frac{1}{100}$ à $\frac{3}{1000}$) aboutissent à un puisard situé près de l'entrée de la forme.

De nombreux escaliers permettent d'arriver facilement au fond du bassin.

La forme anglaise ne diffère de la forme française qu'en ce que les gradins sont moins saillants et plus nombreux; si elle rend l'ouvrage plus commode, elle présente moins de facilité pour le travail, les ouvriers ne pouvant se placer que sur des saillies d'une trentaine de centimètres.

On construit parfois des *formes doubles* qui permettent de recevoir à la fois deux petits navires ou un grand navire, en réunissant en une seule les deux formes partielles; il faut nécessairement que ces dernières aient chacune une entrée spéciale.

Une forme se bâtit sur un pilotis surmonté d'un enrochement recouvert lui-même d'une couche épaisse de béton. On arrive à travailler à sec en employant des bâtardeaux en béton.

Les dimensions du bassin sont celles des plus grands navires qui doivent y pénétrer; au Havre, la longueur des formes varie entre 100 et 130 mètres.

Une forme peut se fermer par des portes busquées que l'on

Fig. 686. — Bassin de radoub du port du Havre (bassin de l'Eure).

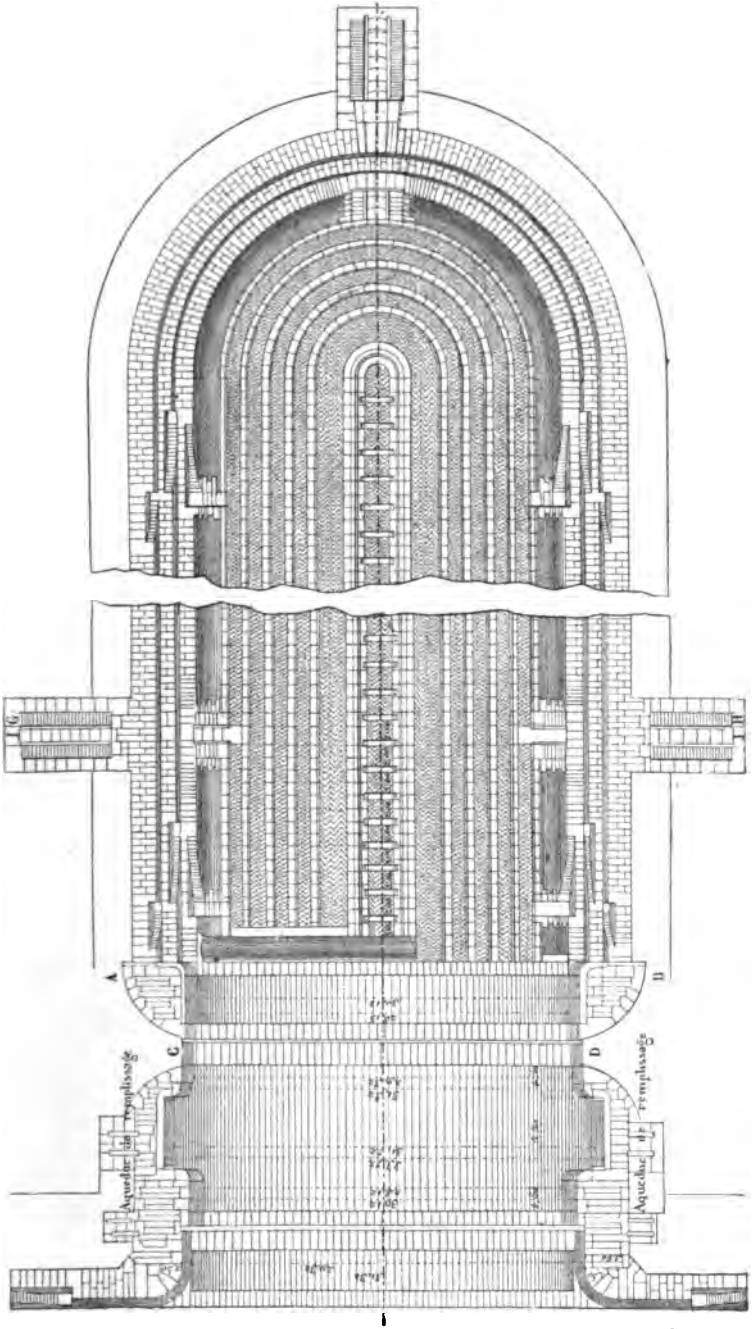
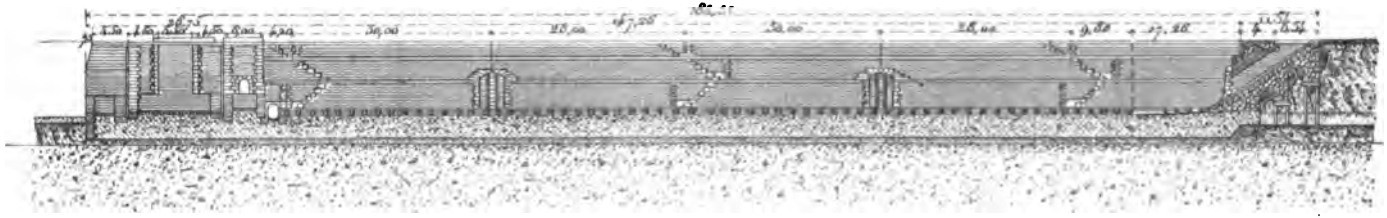


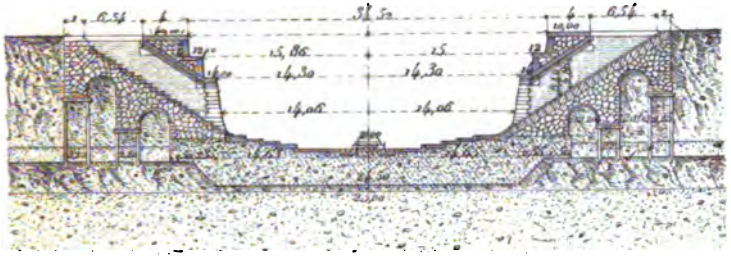
Fig. 687. — Bassin de radoub du port du Havre.



Coupe longitudinale suivant l'axe de la forme sèche.

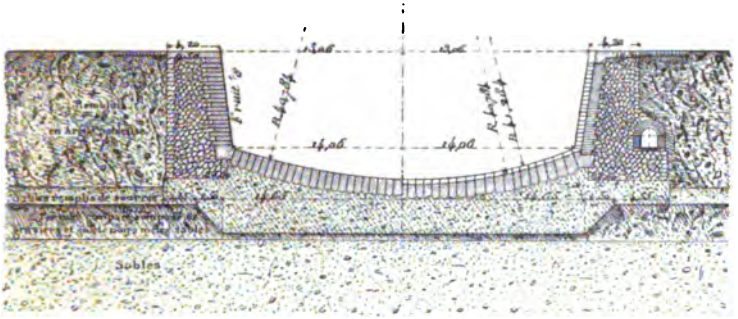
rend complétement étanches au moyen de garnitures en

Fig. 688.



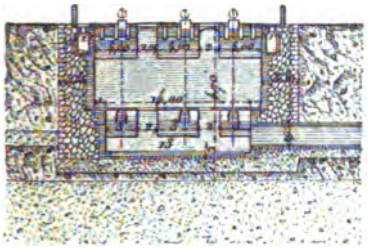
Demi-coupe transversale suivant GH. Demi-coupe transversale suivant IJ.

Fig. 689.



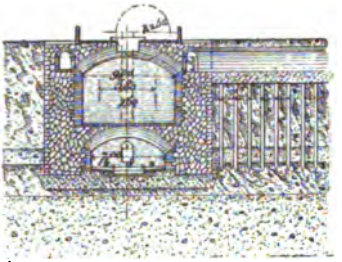
Demi-coupe transversale suivant AB. Demi-coupe transversale suivant CD.

Fig. 690.



Coupe du puisard suivant l'axe longitudinal du bâtiment des machines d'épuisement.

Fig. 691.



Coupe du puisard suivant l'axe transversal.

étoupe; mais ces portes offrent les inconvénients d'exiger de grandes chambres pour les loger, d'être très-lourdes, de se prêter difficilement aux réparations (attendu que pour cela il faut les enlever et les porter au chantier), et enfin de balayer l'avant-radier et d'amener devant le heurtoir des corps étrangers qui s'opposent à la fermeture.

Le système des *bateaux-portes* est bien préférable au précédent, n'exige qu'une écluse d'une faible longueur et se prête facilement aux réparations.

416. *Des bateaux-portes.* — L'invention de ces fermetures, qui offrent sur les portes busquées de si grands avantages, est due à Groignard (1), à qui l'on doit la construction de la forme de radoub n° 1 du port de Toulon. Dans un Mémoire publié en 1775, l'illustre ingénieur s'exprime ainsi :

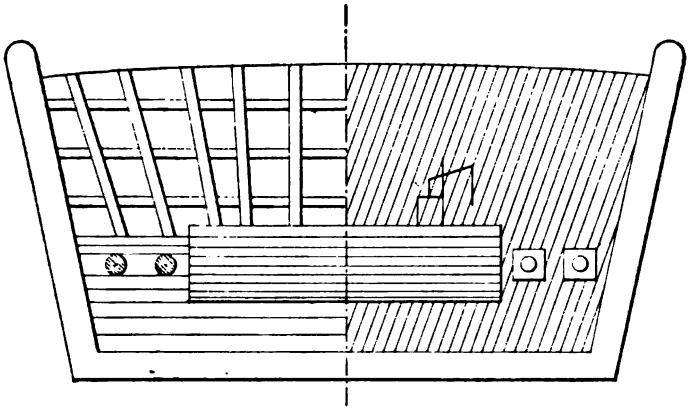
« Personne n'ignore que, dans les ports de marée, on ne parvient à bien fermer les portes des formes qu'au moment de la basse mer, où l'on voit à sec et où l'on peut garnir de frise et de suif tous les vides qui se trouvent entre les portes et les parements de la pierre de taille, au heurtoir, le long des poteaux-tourillons et à la jonction des poteaux du busc, pour empêcher que les eaux n'entrent dans la forme à mesure que la mer monte. Cet avantage ne se rencontre pas dans les ports où il n'y a point de marée, et l'établissement des portes y présente de grandes difficultés. Le bassin étant toujours plein d'eau lorsque l'on ouvre et ferme les portes, on ne pourrait guère découvrir ni arrêter les infiltrations qui peuvent venir par-dessous, par les côtés ou par le milieu des portes busquées. Il en serait de même du calfatage, des radoubs ou des changements de ces portes, ainsi que des réparations souvent nécessaires aux radiers, aux bajoyers, etc. Toutes ces réparations ne pourraient être faites qu'au moyen de bâtardeaux ou autres moyens fort coûteux, difficiles à employer, et qui arrêteraient souvent les travaux les plus importants. Prévenu, par état et par l'expérience, de tous les inconvénients des portes

(1) Né en 1727 à Alliès (comtat d'Avignon), mort en 1797 avec le titre d'*ingénieur général de la marine*.

busquées à deux ventaux, qui rendent, dans les ports où il n'y a point de marée, l'usage des formes très-incertain, très-lent et fort coûteux, j'ai imaginé de les fermer par un système qui n'expose à aucun de ces inconvénients et qui offre au contraire beaucoup d'avantages. »

Le bateau-porte de Groignard était formé de deux bateaux, reliés entre eux par un flotteur, s'engageant chacun dans une rainure ménagée dans les bajoyers; à ce système, dénué de stabilité et d'un usage incommode, Pestel, directeur des Constructions navales, en substitua un autre (*fig.* 692 et 693),

Fig. 692.



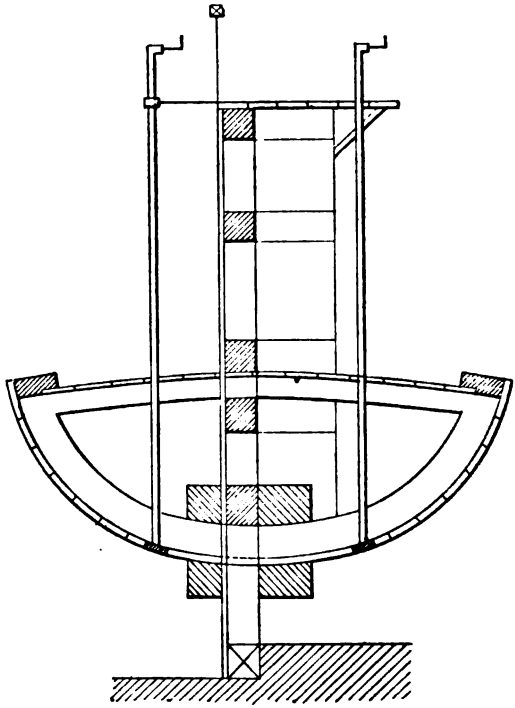
Demi-élévation et demi-coupe d'un bateau-porte en bois.

formé d'un bateau unique s'engageant dans une seule rainure, flanqué de deux flotteurs qu'on remplissait d'eau pour faire échouer la porte, et que l'on vidait avec des pompes pour mettre à flot cette dernière et la dégager de sa rainure. Mais cette porte, comme celle de Groignard, était en bois, d'où les sujétions du calfatage et d'un entretien coûteux.

En vue d'éviter ces inconvénients, M. Bayle, ingénieur des Constructions navales, fit exécuter pour le bassin à sec n° 3 du port de Toulon un bateau-porte entièrement en fer; le bois ne fut employé que comme semelles, au joignant de la maçon-

nerie, pour y clouer la garniture en tresse de fil avec suif (*paillet*) qui doit intercepter le passage de l'eau.

Fig. 693.



Coupe en travers.

Enfin M. Hardy, ingénieur des Ponts et Chaussées, a apporté dans la construction de l'une des formes sèches d'Alger de nouveaux perfectionnements, et nous nous bornerons à donner une description sommaire de son système (1) (*fig.* 694 à 697).

En contre-bas du pont supérieur A se trouve une première capacité B (*caisse de surcharge*) surmontant une seconde ca-

(1) Extrait de la publication industrielle d'Armengaud aîné (1866).

pacité C (*caisse étanche*), déterminée par le fond de la caisse de surcharge et une cloison D (*pont étanche*). Au-dessous se trouve le *troisième pont* E, qui a pour objet de maintenir l'écartement des parois dans la région où elles déterminent un renflement.

La caisse C est traversée de part en part par quatre couloirs, munis chacun, à chaque extrémité, d'une vanne à coulisse; de plus elle est percée, sur ses deux faces et au ras du pont

Fig. 694.

Élevation latérale.

Fig. 695.

Coupe transversale.

étanche, de quatre ouvertures circulaires (*hublots*) qui permettent soit d'introduire de l'eau dans la capacité, soit de vider cette capacité. Un lest en fonte est disposé au fond de la cale.

Lorsque la forme est en communication avec le port, la porte est maintenue par une amarre à une certaine distance du passage et flotte comme un bateau ordinaire.

Fermeture de la communication. — A l'aide de cordages, on amène la porte au-dessus de la rainure des bajoyers; on ouvre les hublots et les couloirs; un tuyau amène de l'eau d'un réservoir placé sur le quai et remplit B; la porte s'enfonce

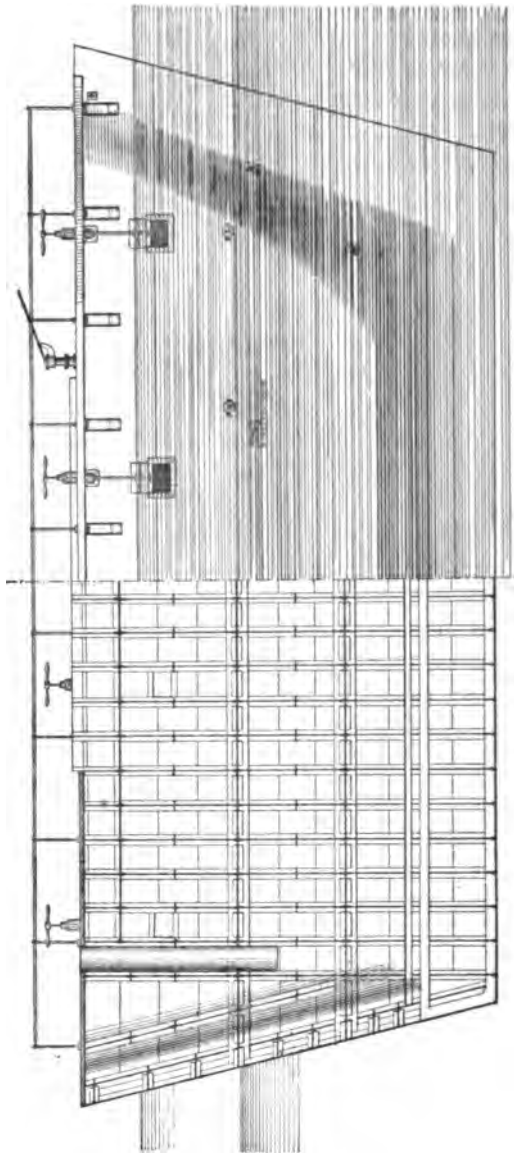


Fig. 695. — Coupe longitudinale.

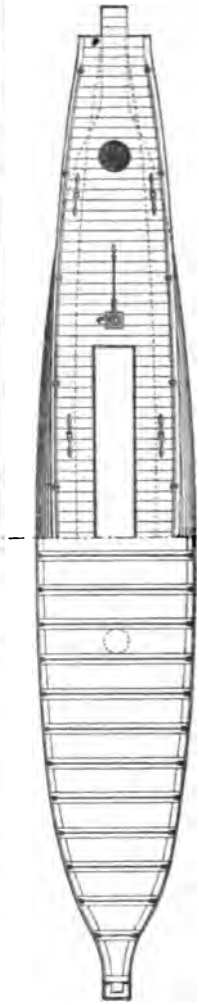


Fig. 697. — Coupe horizontale.

peu à peu; bientôt l'eau pénètre par les hublots dans C, dont

l'air s'échappe par un petit orifice; enfin, au bout d'une demi-heure, l'échouage est complet.

Trois hommes se tiennent sur le pont supérieur, et en se déplaçant ils suffisent, par leur poids, à maintenir l'horizontalité dans le cas où la descente ne se ferait pas régulièrement.

La porte étant mise en place, on ferme les couloirs et les hublots intérieurs, et l'on peut ensuite épuiser la forme; lorsque cette dernière est à sec, la pression exercée par l'eau du port suffit pour adapter puissamment la porte contre l'épaulement. On doit ouvrir les robinets de purge du fond de la cale, qui se trouvent du côté de la forme, pour évacuer les eaux dues aux infiltrations.

Ouverture de la communication. — On ferme les robinets de purge; on ouvre les couloirs, par où l'eau entre dans la forme; quand le niveau est établi, on vide B en ouvrant un robinet; la porte s'élève; on ouvre le robinet de sortie de l'air de la caisse C, puis les hublots du côté du large; cette caisse se vide, et bientôt la porte, sortie de sa rainure, est à flot.

Sur le pont supérieur A est établie une pompe qui permet d'épuiser les eaux qui se seraient accidentellement introduites dans la cale.

Dans les ports à marée, il est avantageux de profiter de la basse mer pour faire écouler au dehors la plus grande partie de l'eau contenue dans la forme; on arrive facilement à ce résultat en abaissant le niveau des couloirs de la porte.

§ IV. — *Défense des côtes d'alluvions contre la mer.*

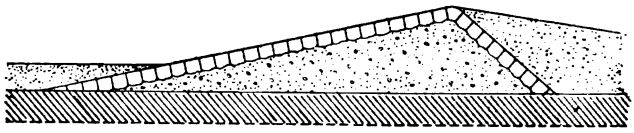
417. Les côtes formées par des sables et des galets sont alternativement détruites et reconstituées par la mer. Au point de vue de la conservation des travaux d'art, il importe de donner à ces côtes une certaine stabilité. On a recours, à cet effet, à divers expédients que nous allons faire connaître.

418. *Brise-lames.* — Ce procédé est simplement un palliatif atténuant les effets de la mer sur les ouvrages placés en

arrière. La digue de Saint-Malo est protégée par deux lignes de pieux verticaux en quinconce. En Hollande, où les digues protégent complétement le pays, on a quelquefois recours à cinq ou six de ces lignes.

419. *Épis.* — Un épi (*fig.* 698) est une sorte de jetée en

Fig. 698. — Épi de la Boire.



pierre, en bois ou en fascines qui, de distance en distance, crée des points fixes dans une plage mobile.

Généralement les épis sont normaux à la plage et défendent le même espace avec une longueur moindre que s'ils étaient inclinés. Leur écartement est réglé de manière qu'entre eux l'action de la mer ne devienne pas dangereuse.

Pendant que la mer produit un affouillement entre deux épis consécutifs, ces derniers arrêtent les graviers dans certaines limites et les distribuent ensuite partiellement d'une manière assez régulière pour combler les vides.

La pointe de Graves (*fig.* 699) a été fixée par un énorme épi en blocs artificiels de 12 mètres cubes qui sont descendus par affouillement et se sont fixés dans le sol suivant le talus de 45 degrés.

A Folkeastone, on a construit deux épis en blocs naturels, grossièrement équarris, déposés par assises inclinées de 60 degrés vers la mer, qui sont arasés horizontalement.

Dans les épis en maçonnerie d'une moindre importance, le sol est dérasé en dos d'âne, recouvert d'une couche d'argile bien pilonnée sur laquelle est établi un perré maintenu par deux files parallèles de piquets.

A l'île de Ré, on s'est borné à recouvrir d'un perré un noyau argileux.

En Hollande et en Angleterre (*fig.* 700), l'intervalle entre deux files de piquets presque jointifs est rempli de blocailles

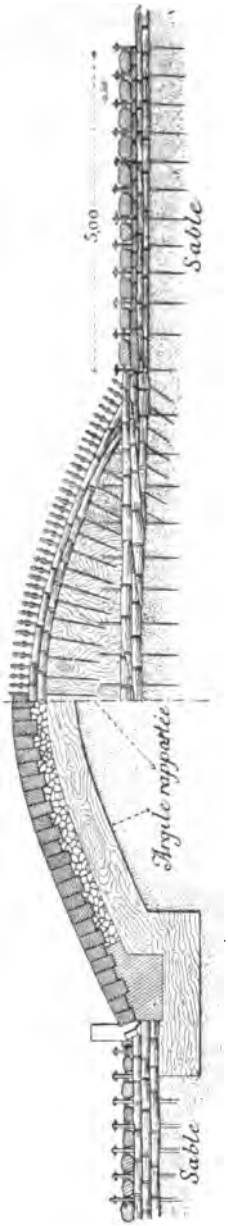
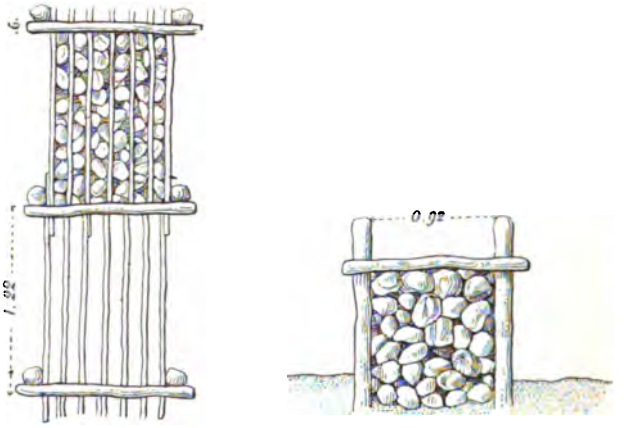


Fig. 699. — Profils d'épis de la pointe de Grave.

que l'on recharge au fur et à mesure des tassements. Parfois on établit des clayonnages au sommet pour protéger les pierres contre le mouvement des lames.

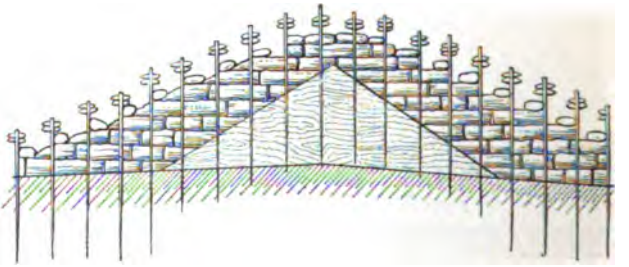
Fig. 700. — Profils d'épis en Hollande et en Angleterre.



Coupe transversale. Plan.

Quand on n'a pas trop à craindre les tarets, un épi peut être construit en bois. A cet effet on cloue (*fig.* 701), suivant la

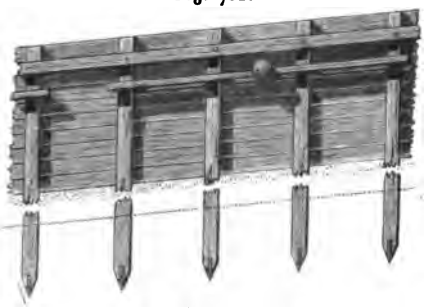
Fig. 701. — Épis en fascinages de Hollande.



pente du rivage, un bordage sur des pieux espacés de 1m,20; ces bordages commencent au fond d'une tranchée de 0m,60 au moins, pour éviter les effets des affouillements.

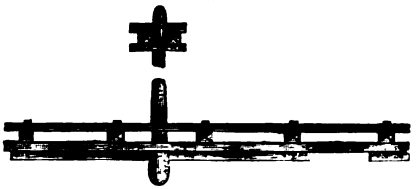
Lorsque le relèvement atteint ou dépasse 2 mètres, on a dû, en vue de la stabilité, relier les pieux par des tirants à des

Fig. 702.



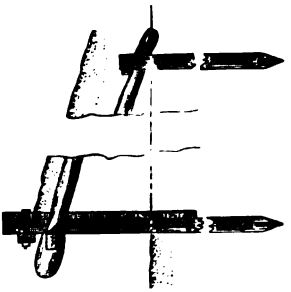
Élévation.

Fig. 703.



Plan.

Fig. 704.



Coupe longitudinale.

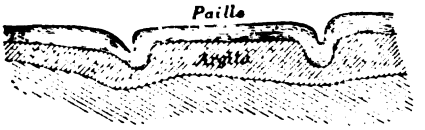
pieux de retenue enfoncés en amont; sur la face d'aval de l'épi se trouve une traverse qui relie quatre pieux.

Les fascinages résistent énergiquement aux lames, s'établissent rapidement, mais sont de courte durée.

Anciennement, en Hollande, les fascines étaient superposées et fixées par des piquets et clayons. Actuellement le sol est dérasé en dos d'âne, et entre deux files de piquets on établit une couche d'argile sur laquelle repose une couche de fascinages, avec piquets, de clayons et de pierrailles.

420. *Revêtements.* — Quand les épis sont insuffisants, il faut recourir à des revêtements presque verticaux ou inclinés, qui constituent un moyen sûr, mais coûteux. Ces derniers sont moins épais; leur pente varie entre $\frac{1}{2}$ (île de Ré) et $\frac{1}{7}$ (plages à galets), et sont exécutés en paillassonnages (*fig.* 705), fascinages, pierres sèches, maçonnerie.

Fig. 705.



Les paillassons sont formés de paille ou de roseaux, reposent sur un lit de glaise et ont $0^m,05$ d'épaisseur; ils sont réunis par des liens de paille; les torons sont dirigés suivant la pente de la plage.

On n'emploie les paillassons que pour les parties supérieures des talus où les lames ne sont pas trop fortes.

Au bas des talus on emploie des fascinages à plat, formés d'abord d'une couche de paille, puis de fascines maintenues par des piquets ou des clayons.

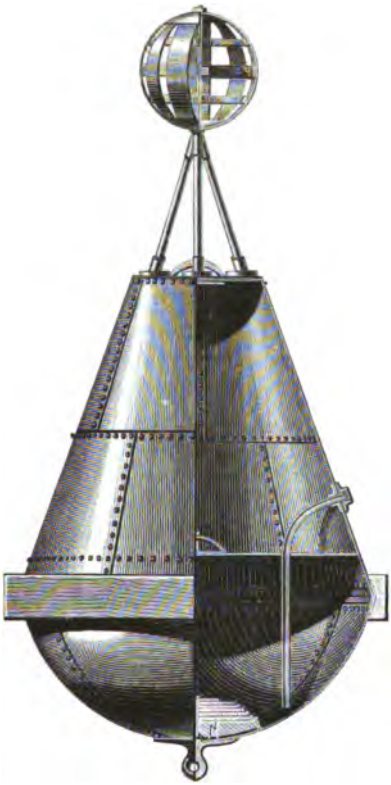
Quant à l'emploi des perrés en pierres sèches et en maçonnerie, nous n'avons rien à ajouter aux généralités qui ont été exposées au Tome V, p. 313.

§ IV. — *Des bouées, des balises et des phares.*

421. Les écueils sous-marins, à l'approche de la terre ferme, sont signalés par des bouées et des balises, systèmes dont nous

avons déjà parlé en nous occupant de la navigation intérieure. Les bouées sont retenues par une chaîne aboutissant à une ancre ; les plus usitées, sur nos côtes, sont en tôle et en fer. La partie immergée est un hémisphère creux auquel est adaptée la

Fig. 706.



partie émergée, qui est formée d'un tronc de cône également creux ; ce tronc de cône est surmonté d'un *voyant* (une sphère, un triangle ou un tonneau). Un diaphragme horizontal étanche sépare ces deux parties et détermine un réservoir d'air inférieur ; un tuyau d'aspiration pénètre dans ce réservoir pour pouvoir le vider dans le cas où il viendrait à se remplir.

Une ceinture de bois d'orme entoure la bouée dans sa partie renflée, pour préserver l'appareil des chocs des corps flottants qui pourraient l'endommager. Quelquefois le tronc de cône est à claire-voie et renferme une cloche et des marteaux mobiles,

Fig. 707.

qui, en venant la frapper, signalent la présence de la bouée pendant la nuit.

Les balises les plus simples consistent en des perches surmontées d'un voyant et fixées au fond de l'eau; mais les balises en fer doivent leur être préférées, au point de vue de la durée. Ces dernières (*fig.* 707) sont formées de tiges scellées dans le rocher, entretoisées et réunies à leur partie supérieure par des tôles à claire-voie surmontées d'un voyant. Les balises les

plus solides et les plus visibles sont celles qui sont construites en maçonnerie ; on leur donne le nom de *tours-balises* (*fig.* 708). Elles ne sont formées que de petits matériaux grossièrement smillés à l'extérieur, reliés entre eux par du mortier de ciment à prise rapide. Leur forme est celle d'un tronc de cône à base circulaire qui s'élève à 3 mètres au moins au-dessus des plus hautes mers. La monture du voyant est métallique.

Fig. 708.

Les deux balises dont nous venons de parler sont munies, à l'extérieur, d'échelles en fer qui permettent d'arriver jusqu'au voyant.

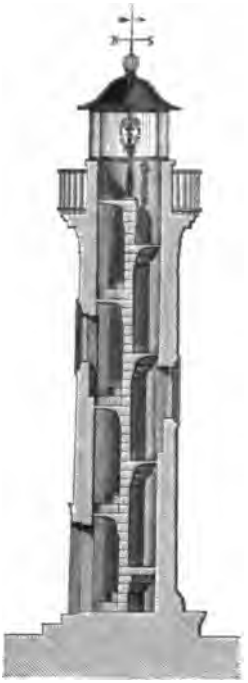
Les *phares* (*fig.* 710 et 711) ont pour objet d'éclairer les navires pendant la nuit; on les dispose de manière à former, aux abords de la terre, un polygone dans l'intérieur duquel les bâtiments n'ont rien à redouter.

Les *phares de premier ordre,* ou phares de grand atterrage,

sont ceux qui ont la plus grande portée (18 à 20 milles marins, c'est-à-dire 33 à 37 kilomètres). Viennent ensuite, suivant leurs portées, les phares de deuxième, troisième et quatrième ordre, signalant les écueils, les bancs de sable et les îles qu'il faut éviter, ainsi que les passes qu'il faut franchir; les limites de ces

Fig. 709.

Fig. 710.



portées sont 20 et 3 milles. Un phare du quatrième ordre a reçu le nom de *fanal*. A l'entrée des ports, il suffit d'installer des feux d'une portée suffisante pour diriger les navires en vue de les faire pénétrer dans le port en toute sécurité.

Les phares se reconnaissent, dans une région maritime, au moyen des caractères suivants :

Feux fixes;

Feux à éclipses;

Feux variés par des éclats précédés et suivis de courtes éclipses;

Feux scintillants;

Feux diversement colorés.

Nous sortirions du cadre que nous nous sommes tracé en entrant dans des détails sur la construction des lampes, leur mécanisme, etc., et c'est pourquoi nous en resterons à ces généralités.

APPENDICE.

§ I. — *Annexe au Chapitre Ier du Tome V relatif à la résistance des matériaux.*

422. *Sur la rupture des prismes homogènes produite par écrasement.* — Nous avons mentionné au n° 8 du Chapitre I (t. V) les résultats des expériences de MM. Hodgkinson et Fairbairn sur le mode de rupture de prismes en fonte produit par écrasement. Nous avons fait remarquer à ce sujet que les différences entre les inclinaisons des plans de rupture résultant de l'observation et celle qui résulte de la théorie pouvaient s'expliquer en raison de ce que la fonte n'est pas un corps essentiellement homogène.

M. Daubrée (1), ayant en vue d'expliquer certains faits géologiques, a fait, dans ces derniers temps, des expériences sur l'écrasement de prismes à base carrée (*fig.* 711 et 712), formés de mastic de moulage (2), corps qui est très-sensiblement isotrope.

La base supérieure de chaque prisme a été soumise à l'action d'une presse hydraulique par l'intermédiaire d'une plaque en fer ayant exactement la même forme que cette base.

Les différents prismes soumis à l'expérience avaient de $0^m,30$ à $0^m,33$ de hauteur et $0^m,14$ de côté.

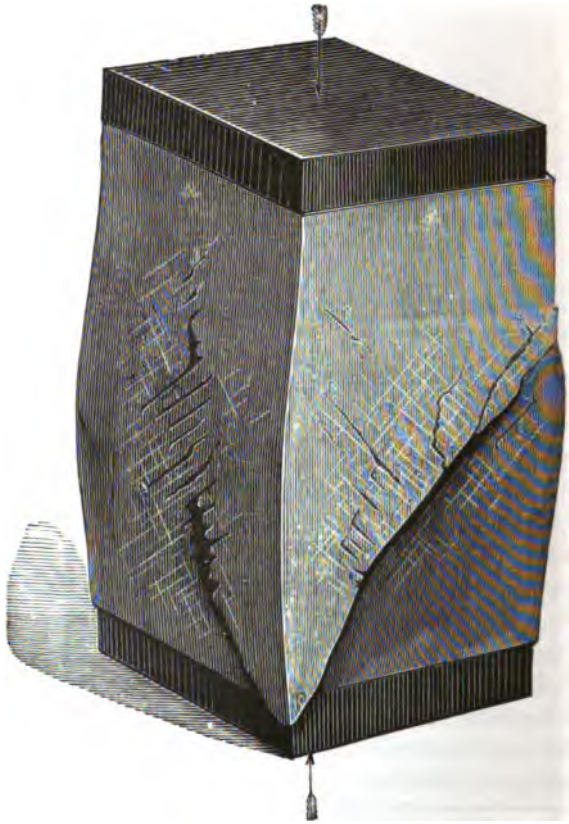
---

(1) *Études synthétiques de Géologie expérimentale*, 1879. — Notices du Ministère des Travaux publics relatives à l'Exposition de Melbourne, 1880.

(2) Cire fondue avec un mélange de 2 pour 100 de plâtre, de résine et de térébenthine.

Les plans de rupture se sont produits sous des inclinaisons de 45 degrés. On a constaté, en outre, l'existence de traces de fissures inclinées de la même façon, dans l'un et l'autre sens

Fig. 711.



se croisant par conséquent sous un angle de 90 degrés, et suivant lesquelles la rupture tendait naturellement à se produire.

En résumé, les intéressantes expériences de M. Daubrée sont venues justifier une induction théorique très-ingénieuse et qui est due à Navier.

423. *Sur la rivure.* — On peut arriver plus simplement et plus nettement, de la manière suivante, aux résultats obtenus

Fig. 712.

au n° 72 du Tome V, dont nous conserverons d'ailleurs les notations (1).

(1) A ce sujet nous ferons remarquer que, par suite d'une erreur de numérotage, la formule (1) mentionnée à la huitième ligne de la page 171 se rapporte au n° 69, p. 167.

La formule de la septième ligne en remontant, page 170, doit être interprétée ainsi qu'il suit :

$$\frac{\varepsilon'(1-i)}{1+i''} = \varepsilon(1-i-i'').$$

Après le refroidissement, la longueur de la tige du rivet serait devenue $\varepsilon(1-\alpha t)$ si elle avait été complétement libre; mais, par l'effet de la réaction N sur chacune des têtes, elle a subi une dilatation, de sorte que sa longueur est devenue, en réalité,

$$\varepsilon\left[(1-\alpha t)+\frac{N}{\Pi\frac{d^2}{4}}\right].$$

Mais l'épaisseur des tôles est devenue aussi

$$\varepsilon\left[1-\frac{N}{\Pi\left(\frac{d^2-d^4}{4}\right)}\right].$$

En égalant ces deux valeurs, on retombe sur la formule du numéro précité, qui fait connaître N.

Si h est l'épaisseur d'une tête de rivet au joint du périmètre d'un trou, il faut, pour qu'il n'y ait pas tendance à la rupture de la tête par cisaillement, que

$$N < \Pi d.h\tfrac{4}{5}\Gamma,$$

formule qui fera connaître une limite inférieure de h.

424. *Sur un problème de la théorie de la résistance des matériaux se rattachant à la question du mètre.* — Considérons un prisme horizontal reposant sur deux appuis de niveau situés à égale distance du milieu de la pièce, dont la fibre moyenne est soumise à l'action d'une charge p par unité de longueur (1). Nous nous placerons dans les conditions d'une flexion simple, sur lesquelles nous n'avons pas à revenir.

Soient

A l'un des appuis;

O le milieu de la fibre moyenne déformée;

Ox, Oy l'horizontale, dirigée dans le sens de A, et la verticale du point O;

(1) Dans le cas d'un prisme destiné au mesurage linéaire, p représenterait le poids de cette tige rapporté à l'unité de longueur.

OB $= a$ la longueur de la fibre moyenne de la moitié de la pièce qui s'appuie en A ;

C un point déterminé de cette fibre, situé entre A et B, et défini par OC $= na$, n étant un nombre donné ;

OA $= ua$, u étant un coefficient dont nous nous proposerons de déterminer la valeur d'après une condition que nous poserons plus loin ;

ρ, ρ' les rayons de courbure aux points (x, y) de OA et AC ;

ε la distance d'une fibre quelconque à l'horizontale passant par le centre de gravité d'une section.

La réaction de l'appui A étant pa, il vient pour OA, en attribuant à E et I les significations connues,

$$\frac{EI}{\rho} = pa(au - x) - p\frac{(a-x)^2}{2}.$$

En posant

$$\text{(A)} \qquad \frac{p}{EI} = K,$$

il vient

$$\text{(1)} \qquad \frac{1}{K\rho} = a(au - x) - \frac{(x-a)^2}{2}.$$

On a de même, pour AB,

$$\text{(1')} \qquad \frac{1}{K\rho'} = -\frac{(x-a)^2}{2}.$$

Existe-t-il une position de l'appui A pour laquelle la portion de toute fibre moyenne limitée par les sections en O et C n'éprouve pas de variation de longueur par suite de la flexion ? Tel est le problème que nous nous proposons de résoudre.

La condition que nous nous imposons se traduit par la relation

$$\int_0^{au} \frac{\varepsilon}{\rho} dx + \int_{au}^{na} \frac{\varepsilon}{\rho'} dx = 0,$$

d'où, en vertu des formules (1) et (1'),

$$a\int_0^{ua} (ua - x)dx - \frac{1}{2}\int_0^{ua} (a-x)^2 dx = 0.$$

On déduit de là

$$(2) \qquad u = \sqrt{\frac{1-(1-n)^3}{3}}.$$

Dans le cas où le point C se trouve à l'extrémité de la pièce, on a $n = 1$; par suite,

$$(3) \qquad \mathrm{OA} = ua = \frac{a}{\sqrt{3}} = 0,5774\,a,$$

rayon du cercle circonscrit au triangle équilatéral construit sur $\mathrm{OB} = a$ comme côté, d'où une détermination géométrique très-simple du point A.

Pour que la formule (2) soit admissible, il faut que $u \leqq n$, ou que

$$\left(n-1-\sqrt{\frac{2}{3}}\right)\left(n-1+\sqrt{\frac{2}{3}}\right) \leqq 0;$$

mais, comme $n \leqq 1$, il s'ensuit que l'on doit avoir

$$n \geqq 1-\sqrt{\frac{2}{3}} = 0,1835.$$

Il suit de là que la limite inférieure de $\mathrm{OC} = \mathrm{OA}$ est

$$(4) \qquad \mathrm{OA} = a - a\frac{a}{\sqrt{3}}\frac{1}{a\sqrt{\frac{1}{2}}}.$$

Il résulte également de cette formule une construction géométrique trop élémentaire pour que nous croyions devoir la reproduire.

Poussons plus loin nos investigations. La formule (1) peut se mettre sous la forme suivante,

$$\frac{1}{K}\frac{d^2y}{dx^2} = a(ua - x) - \frac{(x-a)^2}{2},$$

d'où successivement, en remarquant que $\frac{dy}{dx} = 0$, $y = 0$ pour $x = 0$,

$$\frac{1}{K}\frac{dy}{dx} = ax\left(ua - \frac{x}{2}\right) - \frac{(x-a)^3}{6} - \frac{a^3}{6},$$

$$\frac{1}{K}y = \frac{ax^2}{2}\left(ua - \frac{x}{3}\right) - \frac{(x-a)^4}{24} - \frac{a^3x}{6} + \frac{a^4}{24}.$$

Soient α l'inclinaison de la tangente sur Ox au point A, et η l'ordonnée de ce point, soit pour $x = ua$; il vient

$$\frac{1}{K}\operatorname{tang}\alpha = \frac{a^2u^2}{6}(3-u), \tag{5}$$

$$\frac{\eta}{Ka^4} = \frac{u}{6} - \frac{(u-1)^4}{24} + \frac{1}{24}. \tag{6}$$

La formule (1') donne, pour AB,

$$\frac{1}{K}\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{(x-a)^2}{2},$$

d'où, en exprimant que $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tang}\alpha$ pour $x = ua$,

$$\frac{1}{K}\frac{dy}{dx} = -\frac{(x-a)^3}{6} + \left(\frac{u}{2} - \frac{1}{6}\right)a^3. \tag{7}$$

Si l'on remarque que $y = \eta$ lorsque $x = ua$, on déduit de là

$$\frac{1}{K}y = -\frac{(x-a)^4}{24} + \left(\frac{u}{2} - \frac{1}{6}\right)a^3x + a^3\left(\frac{1}{24} + \frac{u}{3} - \frac{u^2}{2}\right). \tag{8}$$

Soient β l'inclinaison de la tangente au point B sur l'horizon et ζ l'ordonnée de ce point, ce qui correspond à $x = a$; on trouve

$$\frac{\operatorname{tang}\beta}{Ka^3} = \frac{u}{2} - \frac{1}{6}, \tag{9}$$

$$\frac{\zeta}{Ka^4} = \frac{5u}{6} - \frac{u^2}{2} - \frac{1}{8}. \tag{10}$$

De ce qui précède on déduit facilement

$$\frac{\eta}{\zeta} = \frac{8u - u^4 + 4u^3 - 6u^2}{20u - 12u^2 - 3}, \tag{11}$$

$$\frac{\operatorname{tang}\alpha}{\operatorname{tang}\beta} = \frac{u^2(3-u)}{3u-1}. \tag{12}$$

Lorsque u atteint son maximum, qui est l'unite, on a

$$\frac{\eta}{\zeta} = 0{,}7200, \quad \frac{\zeta - \eta}{\eta} = 0{,}386,$$

$$\frac{\operatorname{tang}\alpha}{\operatorname{tang}\beta} = 1{,}201.$$

Dans l'autre cas extrême, où $u = 0{,}1835$, on trouve

$$\frac{\eta}{\zeta} = 4{,}831, \quad \frac{\zeta - \eta}{\eta} = -0{,}792,$$
$$\frac{\operatorname{tang}\alpha}{\operatorname{tang}\beta} = -0{,}10.$$

Ces chiffres négatifs n'ont rien de surprenant si l'on remarque que pour $u \leqq 3$ la courbe AB a un point maximum correspondant à l'abscisse

$$x = a\left(1 - \sqrt[3]{1 - 3u}\right),$$

soit $x = 0{,}23a$ pour limite inférieure 0,1835 de u.

423. *Sur le théorème des trois moments* (¹). — On peut démontrer bien plus rapidement et plus simplement ce théorème que nous ne l'avons fait au n° 34 du Tome V (p. 48), dont nous conserverons d'ailleurs les notations, au moyen des considérations suivantes.

En prenant les moments par rapport au point m de A_1A, et posant $x = mA_1$, on a, en exprimant que $y = 0$ pour $x = 0$,

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = \mu_1 + \frac{px^2}{2} - N_1 x,$$
$$EI\frac{dy}{dx} = \mu_1 x + \frac{px^3}{6} - N_1\frac{x^2}{2} + EI\operatorname{tang}\theta_0,$$
$$EIy = \mu_1\frac{x^2}{2} + \frac{px^4}{24} - N_1\frac{x^3}{6} + EIx\operatorname{tang}\theta_0.$$

Mais $y = 0$ pour $x = a$, d'où

$$\mu_1 a + \frac{pa^3}{12} - N_1\frac{a^2}{3} + 2EI\operatorname{tang}\theta_0 = 0.$$

On a de même, pour A_1A',

$$\mu_1 a' + \frac{p'a'^3}{12} - N_1\frac{a'^2}{3} - 2EI\operatorname{tang}\theta_0 = 0.$$

(¹) Ce théorème a été établi par M. Bertot, ancien élève de l'École Polytechnique (Société des Ingénieurs civils, juillet 1855). Clapeyron n'est arrivé que plus tard (*Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences* du 28 décembre 1857) à reproduire l'expression du même théorème.

De ces deux dernières équations on déduit, par l'élimination de tang θ_0,

$$(a) \qquad \mu_1(a+a') + \frac{pa^2+p'a'^2}{12} - \frac{N_1}{3}(a^2+a'^2) = 0.$$

Mais on a évidemment

$$\mu = \mu_1 + \frac{pa^2}{2} - N_1 a,$$

$$\mu' = \mu_1 + \frac{p'a'^2}{2} - N_1 a',$$

d'où

$$(b) \qquad \frac{\mu a + \mu' a'}{3} = \mu_1 \frac{a+a'}{3} + \frac{pa^2+p'a'^2}{6} - N_1 \frac{a^2+a'^2}{3}.$$

En éliminant N_1 entre les équations (a) et (b), on arrive au résultat connu

$$\mu a + \mu' a' + 2\mu_1(a+a') - \frac{pa^2+p'a'^2}{4} = 0.$$

426. *Développement sur la flexion des pièces circulaires.* — Reportons-nous au § V du Chapitre I du Tome V (1) de cet Ouvrage, dont d'ailleurs nous allons rappeler les notations.

Soient

E le coefficient d'élasticité de la matière;

I le moment d'inertie de la section de la pièce;

ρ_0, ρ le rayon de la fibre moyenne avant la déformation et le rayon de courbure de cette fibre déformée au point m correspondant au rayon vecteur $r = Om = \rho_0(1+u)$ et à l'angle θ que forme ce rayon avec la verticale Ox du centre, qui est censée être un axe de symétrie;

T la résultante (*poussée*) des forces élastiques développées dans la section du sommet de la pièce, qui est une inconnue de la question, ainsi qu'une constante τ dont dépend le couple auquel donnent lieu les forces ci-dessus;

$\Delta\theta$ la variation éprouvée par l'angle θ, due à la déformation;

2Θ l'ouverture angulaire de la pièce;

---

(1) Dans les *fig.* 3 et 7 de la page 80, les lettres A et *f* doivent être supprimées.

p, p' deux charges verticales uniformément réparties, et respectivement, sur la corde et l'arc de la fibre moyenne;
p'' une pression normale uniformément répartie sur l'arc;
M une constante arbitraire.

Nous avons vu qu'en tenant compte seulement des actions p, p', p'' le moment fléchissant par rapport au point m peut se mettre sous la forme suivante,

$$(1) \qquad \mathfrak{M} = EI\left(\frac{1}{\rho} - \frac{1}{\rho_0}\right) = \mathfrak{A} + \mathfrak{B}\cos\theta + \mathfrak{C}\cos 2\theta + \mathfrak{D}\theta\sin\theta,$$

$\mathfrak{A}$ et $\mathfrak{B}$ étant des constantes dépendantes des inconnues τ et T, auxquelles elles peuvent être substituées, $\mathfrak{C}$ et $\mathfrak{D}$ deux coefficients connus.

Nous avons vu également que cette équation pouvait se mettre sous la forme

$$(2) \qquad \frac{d^2u}{d\theta^2} + u = -\frac{\rho_0}{EI}(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}\cos\theta + \mathfrak{C}\cos 2\theta + \mathfrak{D}\theta\sin\theta).$$

En exprimant que la tangente au sommet de la fibre moyenne reste horizontale après la déformation, l'intégrale de l'équation (2) se réduit à

$$(3)\ u = -\frac{\rho_0}{EI}\left[\mathfrak{A} + \frac{\mathfrak{B}\theta\sin\theta}{2} - \frac{\mathfrak{C}}{3}\cos 2\theta + \frac{\mathfrak{D}}{4}(\theta^2\cos\theta - \theta\sin\theta) + M\cos\theta\right].$$

Enfin nous rappellerons la relation

$$(4) \qquad \Delta\vartheta = -\int_0^\theta u\,d\theta = \frac{\rho_0}{EI}\left\{\mathfrak{A}\theta + \frac{\mathfrak{B}}{2}(-\theta\cos\theta + \sin\theta) - \frac{\mathfrak{C}}{6}\sin 2\theta + \frac{\mathfrak{D}}{4}[\theta^2\sin\theta + 3(\theta\cos\theta - \sin\theta)] + M\sin\theta\right\},$$

Le moment $\mathfrak{M}_0$ du couple élastique développé dans la section du sommet s'obtiendra en faisant $\theta = 0$ dans la formule (1), ce qui donne

$$(5) \qquad \mathfrak{M}_0 = \mathfrak{A} + \mathfrak{B} + \mathfrak{C}.$$

Le maximum du moment fléchissant $\mathfrak{M}$ pris en valeur absolue correspond à une valeur θ' de θ donnée par l'équation

$$(6) \qquad (\mathfrak{D} - \mathfrak{B})\sin\theta' - 2\mathfrak{C}\sin 2\theta' + \mathfrak{D}\theta'\cos\theta' = 0.$$

Dans ce qui suit, nous ne considérerons que le cas usuel où les naissances de la pièce ne peuvent pas éprouver de déplacements horizontaux, ce qui revient à exprimer que l'on a $u = 0$, $\Delta\theta = 0$ pour $\theta = \Theta$, d'où ces deux conditions :

$$(7)\quad \mathfrak{A} + \mathfrak{B}\frac{\Theta\sin\Theta}{2} - \frac{\mathfrak{C}}{3}\cos 2\Theta + \frac{\mathfrak{D}}{4}(\Theta^2\cos\Theta - \Theta\sin\Theta) + \mathbf{M}\cos\Theta = 0,$$

$$(8)\quad \begin{cases} \mathfrak{A}\Theta + \dfrac{\mathfrak{B}}{2}(-\Theta\cos\Theta + \sin\Theta) - \dfrac{\mathfrak{C}}{6}\sin 2\Theta \\ \qquad + \dfrac{\mathfrak{D}}{4}[\Theta^2\sin\Theta + 3(\Theta\cos\Theta - \sin\Theta)] + \mathbf{M}\sin\Theta = 0. \end{cases}$$

En exprimant que les forces qui sollicitent l'une des moitiés de la pièce se font équilibre autour de la naissance de sa fibre moyenne ou que le second membre de l'équation (1) est nul pour $\theta = \Theta$, on a

$$(9)\qquad \mathfrak{A} + \mathfrak{B}\cos\Theta + \mathfrak{C}\cos 2\Theta + \mathfrak{D}\Theta\sin\Theta = 0.$$

Les équations de condition (7), (8), (9) permettront de déterminer les inconnues de la question $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$, M, par suite les éléments principaux T et $\mathfrak{M}_0$.

Remarque. — Si la pièce n'est soumise qu'à l'action d'une pression normale positive ou négative, elle n'éprouve pas de flexion et il ne se développe dans sa masse que des contractions longitudinales. En effet, nous avons alors

$$\mathfrak{M} = \rho_0(\tau + \mathrm{T}\cos\theta) + p''\rho_0^2(1 - \cos\theta),$$

d'où

$$\mathfrak{A} = \rho_0(\tau + p\rho_0), \quad \mathfrak{B} = \mathrm{T}\rho_0 - p''\rho_0^2, \quad \mathfrak{C} = 0, \quad \mathfrak{D} = 0,$$

et les formules (7), (8), (9) donnent, par suite,

$$\mathfrak{A} = 0, \quad \mathfrak{B} = 0, \quad \mathbf{M} = 0,$$

de sorte que $\mathfrak{M}$ est nul, et c'est ce qu'il fallait établir.

On voit ainsi que

$$\mathrm{T} = p''\rho_0,$$

et que la résultante des forces normales à la section correspondant à l'angle θ a pour expression

$$\mathrm{T}\cos\theta + 2p''\rho_0\sin\frac{\theta}{2} = p''\rho_0.$$

La résultante comprise dans le plan de cette section est nulle. Donc la pièce est un solide d'équilibre dans lequel la compression de la fibre moyenne est constante.

Application au cas d'un plein cintre. — En supposant $\Theta = \frac{\pi}{2}$, les équations (7), (8), (9) deviennent

$$\mathfrak{A} + \mathfrak{V}\frac{\pi}{2} + \frac{\mathfrak{S}}{3} - \mathfrak{D}\frac{\pi}{8} = 0, \tag{7'}$$

$$\mathfrak{A}\frac{\pi}{2} + \frac{\mathfrak{V}}{2} + \frac{\mathfrak{D}}{4}\left(\frac{\pi^2}{4} - 3\right) + \mathfrak{M} = 0, \tag{8'}$$

$$\mathfrak{A} - \mathfrak{S} + \mathfrak{D}\frac{\pi}{2} = 0. \tag{9'}$$

Il n'y a pas lieu d'avoir égard à la formule (8'), qui seule renferme l'inconnue M, dont la valeur nous est indifférente. Des équations (7') et (9') on déduit

$$\begin{cases} \mathfrak{A} = \mathfrak{S} - \mathfrak{D}\frac{\pi}{2}, \\ \mathfrak{V} = \frac{5}{2}\mathfrak{D} - \frac{16}{3\pi}\mathfrak{S}. \end{cases} \tag{10}$$

Enfin les formules (5) et (6) donnent

$$\mathfrak{M}_0 = \mathfrak{S}\left(2 - \frac{16}{3\pi}\right) + \frac{\mathfrak{D}}{2}(5 - \pi), \tag{5'}$$

$$\left(\frac{16}{3\pi}\mathfrak{S} - \frac{\mathfrak{D}}{2}\right)\sin\theta' - 2\mathfrak{S}\sin 2\theta' + \mathfrak{D}\theta'\cos\theta' = 0. \tag{6'}$$

Exemples :

(*a*) *La pièce est uniquement soumise à l'action d'une charge verticale uniformément répartie sur sa corde.* — Nous avons

$$\mathfrak{M} = \rho_0(\tau + T\cos\theta) + \frac{p\rho_0^2}{4}(1 - \cos 2\theta);$$

par suite,

$$\mathfrak{V} = T\rho_0, \quad \mathfrak{S} = -\frac{p\rho_0^2}{4}, \quad \mathfrak{D} = 0,$$

puis

$$\mathfrak{A} = -\frac{p\rho_0^2}{4}, \quad \mathfrak{B} = \frac{4}{3}\frac{p\rho_0^2}{\pi}, \quad T = \frac{4}{3}\frac{p\rho_0}{\pi},$$

$$\mathfrak{M}_0 = -\frac{p\rho_0^2}{4}\left(2 - \frac{16}{3\pi}\right) = -0,0756 p\rho_0^2.$$

L'équation (6') donne $\theta' = 0$ et $\cos\theta' = 0,2122$. Cette dernière valeur correspond à $\theta' = 77°45'$ et à la valeur

$$\mathfrak{M} = -0,2524 p\rho_0^2$$

du moment fléchissant, qui est un maximum en valeur absolue et qui doit servir de base au calcul de l'équarrissage.

(*b*) ***La pièce ne supporte qu'une charge verticale uniformément répartie sur sa fibre moyenne.*** — Nous avons

$$\mathfrak{M} = \rho_0(\tau + T\cos\theta) + p'\rho_0^2(\theta\sin\theta + \cos\theta - 1),$$

d'où

$$\mathfrak{B} = T\rho_0 + p'\rho_0^2, \quad \mathfrak{D} = p'\rho_0^2, \quad \mathfrak{C} = 0,$$

et ensuite

$$\mathfrak{A} = -p'\rho_0^2\frac{\pi}{2}, \quad \mathfrak{B} = \frac{5}{2}p'\rho_0^2, \quad T = \tfrac{1}{2}p'\rho_0,$$

$$\mathfrak{M}_0 = \frac{p'\rho_0^2}{2}(5 - \pi) = 0,9292 p'\rho_0^2.$$

L'équation (6') devient

$$2\theta'\cos\theta' - \sin\theta' = 0$$

et est satisfaite par $\theta' = 0$ et $\theta' = 66°5'$ environ.

La valeur de $\mathfrak{M}$ correspondant à ce dernier angle est

$$\mathfrak{M} = 1,3395 . p\rho_0^2$$

et est ainsi un maximum d'après lequel on déterminera les conditions d'équarrissage.

Expressions des inconnues dans le cas général. — Éliminons M entre les équations (7) et (8), puis résolvons l'équation résultante et l'équation (9) par rapport à $\mathfrak{A}$ et $\mathfrak{B}$.

Si nous posons

$$(10)\quad \begin{cases} K = \Theta(2+\cos\Theta) - \frac{3}{2}\sin 2\Theta, \\ m = \frac{1}{6K}(\sin 2\Theta + \sin 4\Theta - 6\Theta\cos 2\Theta), \\ n = -\frac{1}{2K}\left[\frac{3}{4}(\sin\Theta + \sin 3\Theta) - \Theta(2\cos\Theta + \cos 3\Theta) - 2\Theta^2\sin\Theta'\right], \\ m' = \frac{1}{6K}[9\sin\Theta - 7\sin 3\Theta + 6\Theta(\cos\Theta + \cos 3\Theta)], \\ n' = -\frac{1}{2K}\left[\frac{3}{2}\sin 2\Theta - \Theta(4-\cos\Theta) + 2\Theta^2\sin\Theta\right], \end{cases}$$

nous avons

$$(11)\quad \begin{cases} \mathfrak{h} = m\mathfrak{S} - n\mathfrak{P}, \\ \mathfrak{V} = -m'\mathfrak{S} + n'\mathfrak{D}. \end{cases}$$

Au moyen des formules (1), nous avons formé le Tableau suivant, dans lequel nous n'avons pas mentionné la valeur $\Theta = 90°$, en raison des solutions particulières que nous avons données plus haut :

Θ.	m.	n.	m'.	n'.
10°.....	4,4441	4,1667	6,1667	4,1667
20.....	2,8007	2,8804	3,7789	2,9280
30.....	2,7018	2,8142	3,6748	2,9463
40.....	2,4803	2,6747	3,4644	2,9059
50.....	2,2189	2,5025	3,1819	2,8524
60.....	1,9332	2,3073	2,8629	2,7578
70.....	1,4221	2,1756	2,4893	2,6979
80.....	1,3044	1,0828	2,0968	2,4853

A l'aide de ces données, qui permettent d'abréger considérablement les calculs, et au moyen d'une méthode très-simple d'interpolation pour les valeurs de Θ qui ne sont pas comprises dans le Tableau ci-dessus, la formule (6) donne la valeur de Θ' correspondant au point dangereux, et par suite le maximum de $\mathfrak{M}$ qui devra servir de base pour le calcul de l'équarrissage de la pièce.

§ II. — *Annexe au Chapitre II du Tome V, relatif aux constructions en bois.*

427. *Observations relatives aux pans de bois.* — Le lecteur trouvera peut-être qu'il existe une ambiguïté dans les dénominations de *poteaux de remplissage* et de *tourlisses.*

Pour bien préciser le sens de ces deux expressions, nous dirons que les poteaux de remplissage sont les poteaux intermédiaires entre les poteaux corniers, qui, comme ces derniers, relient verticalement toutes les sablières. Les poteaux d'huisserie, qui limitent latéralement une ouverture entre deux sablières consécutives, peuvent être remplacés par des poteaux de remplissage, si, en allant du rez-de-chaussée au dernier étage, des ouvertures de même largeur doivent être ménagées les unes au-dessus des autres.

Les *tourlisses* sont les pièces verticales également espacées, ou à peu près, qui lient chaque décharge oblique aux deux sabliers correspondants.

Dans les pays où les bois ont peu de valeur, comme en Russie, et où par conséquent on ne cherche pas à économiser la matière première, on compose les pans de bois de pièces jointives horizontales, qui s'assemblent à mi-bois avec les poteaux.

428. *Sur la répartition des efforts dans les combles en charpente.* — Au § VII du Chapitre II (t. V), nous avons fait abstraction des aisseliers et des jambettes, qui, dans les charpentes ordinaires, ne jouent ou ne doivent jouer qu'un rôle secondaire.

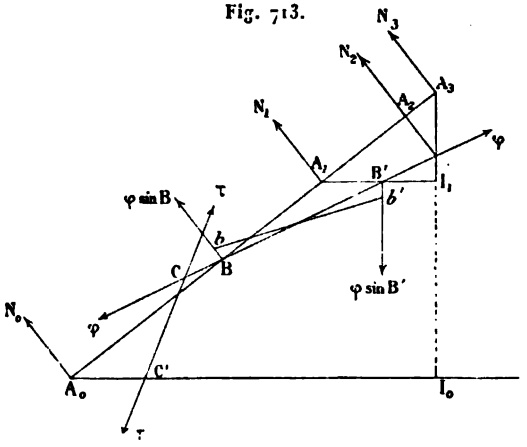
Mais si les entraits doivent soutenir un faux grenier, destiné à recevoir une charge du même ordre de grandeur que le poids de la toiture, les aisseliers deviennent nécessaires pour soulager les entraits, en leur créant des points d'appui sur les arbalétriers, qui eux-mêmes se trouvent soulagés.

Lorsque la longueur des arbalétriers dépasse une certaine limite, ainsi que le poids de la toiture, il convient de renforcer

les arbalétriers par des jambettes, mais qui n'interviennent que pour augmenter la fatigue des tirants. L'assemblage d'une jambette avec le tirant doit être très-voisin de l'extrémité de cette dernière pièce, surtout quand elle doit recevoir la charge d'un grenier, déterminant une flexion qui pourrait s'opposer à la liaison de l'arbalétrier et du tirant. De leur faible inclinaison sur les arbalétriers résulte que les jambettes ne jouissent pas d'une efficacité aussi grande qu'on pourrait le supposer *a priori*. Si le grenier doit être fortement chargé, il faut, en admettant le système des jambettes, que chaque tirant soit soutenu à ses extrémités par des corbeaux, avec contre-fiches s'il y a lieu, sans préjudice des autres points d'appui qui peuvent être créés pour lui par des poteaux ou des colonnes.

Proposons-nous de déterminer les compressions éprouvées par les aisseliers et les jambettes dans un comble, que nous supposerons complet pour plus de généralité. La *fig.* 713 n'est

Fig. 713.



autre chose que celle du n° 131, dont nous conserverons d'ailleurs les notations, en y introduisant l'aisselier BB′ et la jambette CC′, reliant respectivement les points B et C de l'arbalétrier aux points B′ et C′ de l'entrait et du tirant.

Soient φ et ψ les efforts de compression éprouvés par l'aisselier et la jambette. L'arbalétrier A_0A_3 devra être considéré

comme reposant sur les appuis fixes A_0, A_1, A_2, A_3, en étant soumis à l'action de la composante normale $p \cos i$ de la charge, censée uniformément répartie, et des forces normales $\varphi \sin B$ et $\psi \sin C$. Il est clair que les réactions N_0, N_1, N_2, N_3 des appuis s'exprimeront linéairement en fonction de p et de $\varphi \sin B$, $\psi \sin C$, et qu'il en sera de même des déplacements Bb, $B'b'$ de B et B' (dont les sens ne peuvent être déterminés qu'à la suite de la solution du problème), résultant de la flexion, et qui sont censés être normaux au tirant et à l'entrait. Nous pourrons donc écrire

$$B\,b = -ap + b\varphi + c\psi,$$
$$B'b' = a_1 p_1 - b_1 \varphi - c_1 \psi$$

p_1 étant la charge uniforme supportée par l'entrait, a, b, c, a_1, b_1, c_1 des coefficients numériques dont on sait déterminer les valeurs.

En négligeant le faible raccourcissement éprouvé par BB', que nous considérerons ainsi comme une droite invariable, nous voyons que, pour passer de sa position primitive à sa position très-voisine bb' produite par la flexion, cette droite peut être considérée comme s'étant déplacée angulairement autour de A_1 ; en identifiant deux expressions du déplacement angulaire, nous avons

$$\frac{Bb}{A_1 B} = \frac{B'b'}{A_1 B'}$$

ou

$$(a) \qquad \frac{ap - b\varphi - c\psi}{\sin B'} + \frac{a_1 p_1 - b_1 \varphi - c_1 \psi}{\sin B} = 0.$$

La jambette nous donnera une relation analogue, soit

$$(b) \qquad \frac{ap - b\varphi - c\psi}{\sin C'} + \frac{a_2 p_2 - b_2 \varphi - c_2 \psi}{\sin C} = 0,$$

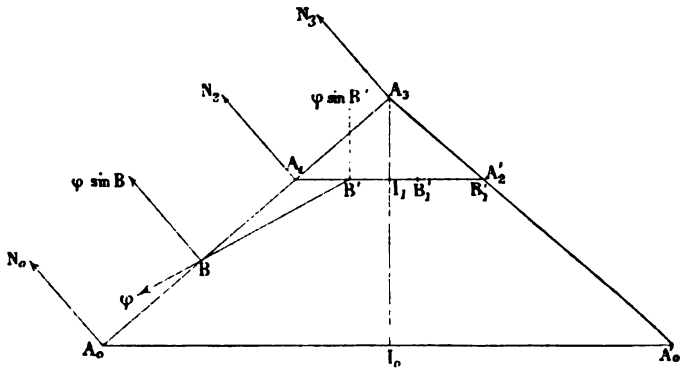
l'indice 2 se rapportant au tirant.

Les équations (a) et (b) permettront de calculer φ et ψ, et par suite les réactions normales des appuis de l'arbalétrier, de l'entrait et du tirant; tous les éléments nécessaires à l'équarrissage des pièces composant le comble se trouveront ainsi déterminés.

Application. — Considérons le cas simple dans lequel la ferme, n'étant composée que d'un double arbalétrier, d'un

entrait, d'un tirant et de deux aisseliers (*fig.* 714), est disposée de manière que la longueur de l'entrait soit la moitié de celle de l'arbalétrier, que l'assemblage de ces deux pièces se trouve au tiers de la longueur de la première en partant du faîte, et

Fig. 714.



que l'aisselier correspondant joigne les points de l'arbalétrier et de l'entrait au tiers de leurs longueurs, en partant respectivement des points A_0 et A_1; nous avons d'abord

$$\cos i = \frac{3}{4}, \quad \sin i = 0{,}6614, \quad i = 41°25',$$

$$BB' = 1{,}4142\,K,$$

$$\sin B = 0{,}23384, \quad \cos B = 0{,}97229, \quad B = 13°32',$$

$$\sin B' = 0{,}46768, \quad \cos B' = 0{,}88377, \quad B' = 27°53',$$

puis, en faisant les calculs,

$$EI_1 . Bb = -0{,}08593\,p\,K^3 + 0{,}02431\,\varphi K^2,$$
$$EI_1 . B'b' = 0{,}04290\,p_1 K^3 - 0{,}03898\,\varphi K^2.$$

De la relation

$$\frac{Bb}{A_1 B} + \frac{B'b'}{A_1 B'} = 0$$

on déduit

$$\frac{Bb}{\sin B'} + \frac{B'\,b'}{\sin B} = 0,$$

et de là,

$$\varphi = 0{,}838\,K(p + p_1),$$

les coefficients de p et p_1 se trouvant être égaux aux dix-millièmes près.

§ III. — *Annexe au Chapitre V du Tome V, relatif à la poussée des terres et à la stabilité des murs de soutènement.*

429. ***Développements sur les conditions de stabilité d'un mur de soutènement, lorsque le profil superficiel du terrain est rectiligne et vient aboutir au sommet du parement intérieur du mur.*** — Soient (*fig.* 715), comme au Chapitre VI (t. V),

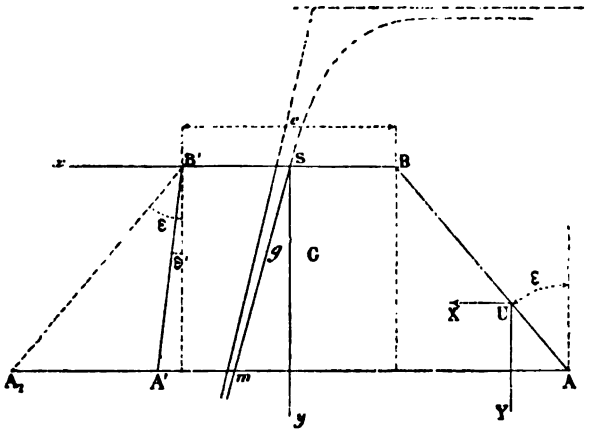
B le sommet du parement intérieur;

AB$= z$ une longueur quelconque z de ce parement mesurée à partir du point B;

AA′ l'assise passant par le point A;

BB′$= e_0$ l'épaisseur du mur à son sommet.

Fig. 715.



Nous conserverons à ε, ε', i, II, α, α' et II′ les mêmes significations qu'aux nos 208 et 214. Dans la *fig.* 715, nous avons supposé $\varepsilon > \varepsilon'$ pour fixer les idées; les formules auxquelles nous arriverons seront indépendantes de cette restriction.

Prenons pour origine des coordonnées le milieu S de BB′, pour axe des x la direction de SB′ et pour axe des y la verticale

du point S; désignons par $y = z\cos\varepsilon$ la distance des plans AA', BB'.

Pour plus de simplicité, nous supposerons $\alpha' = \alpha$, attendu que ces deux angles diffèrent généralement peu l'un de l'autre, et que, s'il y a une différence sensible entre eux, on peut prendre la plus petite des deux valeurs, ce qui n'aura d'autre effet que d'augmenter un peu la valeur de la poussée et, par conséquent, l'épaisseur du mur ou les conditions de stabilité.

D'après la formule (6') du n° 210, nous avons, pour la poussée normale sur BA,

$$N_1 = \Pi' \frac{\Pi}{\Pi'} \frac{y^2}{\cos^2\varepsilon} \frac{\cos^2(i-\varepsilon)\cos\alpha\sin(\alpha-i)}{2\cos(2\alpha+\varepsilon-i)} \times \left[\sqrt{\frac{\cos(\alpha+\varepsilon)}{\sin(\alpha-\varepsilon)}} - \sqrt{\frac{\sin 2\alpha}{\sin(i-\varepsilon)}}\right]$$

et, d'après le n° 209, pour les composantes horizontale et verticale de la poussée totale,

$$X = N_1' \frac{\cos(\alpha+\varepsilon)}{\cos\alpha},$$

$$Y = N_1' \frac{\sin(\alpha+\varepsilon)}{\cos\alpha}.$$

Nous pourrons donc poser

$$(1) \qquad \begin{cases} X = \Pi' h y^2, \\ Y = \Pi' k y^2, \end{cases}$$

h et k étant deux coefficients dont on sait déterminer les valeurs numériques.

Les forces X, Y sont censées appliquées au point U de AB, situé au tiers de la longueur de cette droite en partant de A.

430. *Application de la méthode de Coulomb.* — Menons par le point B' une droite BA_1 limitée en A_1, parallèle à la direction de AA'. Le moment du trapèze ABA'B' par rapport à un point ou une droite quelconque sera la différence des moments du trapèze AB, $B'A_1$ et du triangle $B'A'A_1$. On trouve ainsi, pour le moment du poids du prisme ABB'A' par rap-

port à A,

$$(a)\quad \begin{cases} \Pi' \dfrac{\gamma}{2}(c_0 + \gamma \operatorname{tang} \varepsilon)(c_0 + 2\gamma \operatorname{tang} \varepsilon') \\ \quad - \Pi' \dfrac{\gamma^2}{6}(\operatorname{tang} \varepsilon - \operatorname{tang} \varepsilon')(\operatorname{tang} \varepsilon - 2 \operatorname{tang} \varepsilon'). \end{cases}$$

La somme des moments de X et Y est

$$(b)\quad \Pi' h \frac{\gamma^3}{3} - \Pi' k \gamma^2 [c_0 + \gamma (\operatorname{tang} \varepsilon' + \tfrac{2}{3} \operatorname{tang} \varepsilon)].$$

Or, pour qu'il n'y ait pas de tendance à la rupture du mur par rotation autour de A', il faut que (a) soit supérieur à (b) ou que

$$\begin{aligned} &\tfrac{1}{2}(c_0 + \gamma \operatorname{tang} \varepsilon)(c_0 + 2\gamma \operatorname{tang} \varepsilon') \\ &\quad - \frac{\gamma^2}{6}(\operatorname{tang} \varepsilon - \operatorname{tang} \varepsilon')(\operatorname{tang} \varepsilon - 2 \operatorname{tang} \varepsilon') \\ &> \frac{h\gamma^2}{3} - k\gamma [c_0 + \gamma (\operatorname{tang} \varepsilon' + \tfrac{2}{3} \operatorname{tang} \varepsilon)]. \end{aligned}$$

Soit μ un *coefficient de stabilité* supérieur à l'unité et dont la valeur ne peut être déterminée qu'à la suite de nombreuses observations; nous pourrons remplacer la condition ci-dessus par l'équation

$$(c)\quad \begin{cases} \tfrac{1}{2}(c_0 + \gamma \operatorname{tang} \varepsilon)(c_0 + 2\gamma \operatorname{tang} \varepsilon') \\ \quad - \dfrac{\gamma^2}{6}(\operatorname{tang} \varepsilon - \operatorname{tang} \varepsilon')(\operatorname{tang} \varepsilon - 2 \operatorname{tang} \varepsilon') \\ \quad = \mu \dfrac{h\gamma^2}{3} - \mu k \gamma [c_0 + \gamma (\operatorname{tang} \varepsilon' + \tfrac{2}{3} \operatorname{tang} \varepsilon)]. \end{cases}$$

Poncelet [1], comme nous l'avons déjà dit, a estimé à 1,86 le coefficient de stabilité relatif à la rotation; mais il n'a eu en vue que le revêtement de 10 mètres de Vauban, dont le parement intérieur est vertical; de plus, dans ses formules, il a négligé le frottement des terres contre le revêtement, comme on le faisait avant lui, omission qu'il a été le premier à réparer [2], de sorte qu'en définitive il se plaçait dans les conditions de $\alpha' = 0$, $\varepsilon = 0$ et, par suite, de $k = 0$.

---

[1] *Mémorial de l'Officier du génie*, n° 13.
[2] Même Recueil.

Si l'on admet le chiffre de Poncelet étendu au cas général lorsque k n'est pas nul, quelle signification peut-on lui attribuer? Nous lui avons donné, au n° 216 (t. V), une certaine interprétation, très-favorable d'ailleurs aux conditions de stabilité; mais, après de mûres réflexions, nous avons été conduit à le considérer comme applicable à la formule (c). Cette formule nous donne d'ailleurs, en posant $u = \frac{e_0}{y}$,

$$(a)\qquad \left\{\begin{array}{l} u^2 + (\operatorname{tang}\varepsilon + 2\operatorname{tang}\varepsilon' + 2\mu k)\,u \\ \quad + \frac{1}{3}(5\operatorname{tang}\varepsilon\operatorname{tang}\varepsilon' - \operatorname{tang}^2\varepsilon + 2\operatorname{tang}^2\varepsilon') \\ \qquad . \; - 2\mu[h - k(\operatorname{tang}\varepsilon' + \frac{2}{3}\operatorname{tang}\varepsilon)] = 0. \end{array}\right.$$

On devra prendre, pour l'expression de u, la racine de cette équation correspondant au signe + du radical, attendu que c'est la seule admissible pour $\varepsilon = 0$, $\varepsilon' = 0$, l'autre racine étant négative. On voit d'ailleurs que l'épaisseur e_0 doit être calculée en raison de la plus grande valeur de y, c'est-à-dire de la hauteur du mur au-dessus de sa fondation.

431. *Équation de la courbe des pressions.* — Le moment du trapèze ABB'A' par rapport à Sy se réduit à celui du triangle AB'A' changé de signe ou à

$$(d)\qquad -\frac{y^2}{6}(\operatorname{tang}\varepsilon - \operatorname{tang}\varepsilon')\left[\tfrac{3}{2}e_0 + y(\operatorname{tang}\varepsilon + \operatorname{tang}\varepsilon')\right]$$

On voit ainsi que l'abscisse du centre de gravité g de l'aire ABB'A' sera négative.

Transportons parallèlement à lui-même au point g le poids du prisme correspondant à l'aire ci-dessus; il en résultera un couple dont le moment s'obtiendra en multipliant par Π' l'expression (d), et le moment de ce poids par rapport au point m de la courbe des pressions, situé sur AA', sera

$$(e)\qquad \left\{\begin{array}{l} -\Pi'\dfrac{y^2}{6}(\operatorname{tang}\varepsilon - \operatorname{tang}\varepsilon')\left[\tfrac{3}{2}e_0 + y(\operatorname{tang}\varepsilon + \operatorname{tang}\varepsilon')\right] \\ \quad -\Pi' y\left[\dfrac{e_0 + y(\operatorname{tang}\varepsilon + \operatorname{tang}\varepsilon')}{2}\right]. \end{array}\right.$$

Or, le moment de la poussée par rapport au même point est

$$(e') \qquad \Pi' h \frac{y^2}{3} - \Pi' k y^2 \left(\frac{e_0}{2} + \frac{2}{3} y \operatorname{tang} \varepsilon + x \right).$$

L'équation de la courbe des pressions s'obtiendra en exprimant que la somme des expressions (e) et (e') est nulle, ce qui donne

$$(3) \qquad \begin{cases} \dfrac{y^2}{3} \left[h - \frac{1}{2} (\operatorname{tang}^2 \varepsilon - \operatorname{tang}^2 \varepsilon') - 2 \operatorname{tang} \varepsilon \right] \\ \quad - xy \left(k + \dfrac{\operatorname{tang} \varepsilon + \operatorname{tang} \varepsilon'}{2} \right) \\ \quad - \dfrac{y e_0}{2} \left[(k + 3 (\operatorname{tang} \varepsilon - \operatorname{tang} \varepsilon') \right] - e_0 x = 0. \end{cases}$$

On voit ainsi que la courbe des pressions est une portion d'une branche d'une hyperbole passant par le point S. Les coordonnées du centre de cette hyperbole ont pour valeurs :

$$(4) \qquad \begin{cases} x' = -\dfrac{2 e_0}{3} \dfrac{h - \frac{1}{2} (\operatorname{tang}^2 \varepsilon - \operatorname{tang}^2 \varepsilon') - 2 \operatorname{tang} \varepsilon}{\left(k + \dfrac{\operatorname{tang} \varepsilon + \operatorname{tang} \varepsilon'}{2} \right)^2} \\ \qquad - \dfrac{e_0}{2} \dfrac{k + 3 (\operatorname{tang} \varepsilon - \operatorname{tang} \varepsilon')}{k + \dfrac{\operatorname{tang} \varepsilon + \operatorname{tang} \varepsilon'}{2}}, \\ y' = \dfrac{e_0}{k + \dfrac{\operatorname{tang} \varepsilon + \operatorname{tang} \varepsilon'}{2}}. \end{cases}$$

L'une des asymptotes est horizontale et ne correspond pas à la courbe des pressions; le coefficient angulaire n de l'autre a pour valeur

$$(5) \qquad n = \frac{3 \left(k + \dfrac{\operatorname{tang} \varepsilon + \operatorname{tang} \varepsilon'}{2} \right)}{k - \frac{1}{2} (\operatorname{tang}^2 \varepsilon - \operatorname{tang}^2 \varepsilon') - 2 \operatorname{tang} \varepsilon}.$$

Il est donc facile de déterminer géométriquement le centre de l'hyperbole et la direction de la seconde asymptote. Si cette droite rencontre la base AA' du mur entre le tiers de cette base

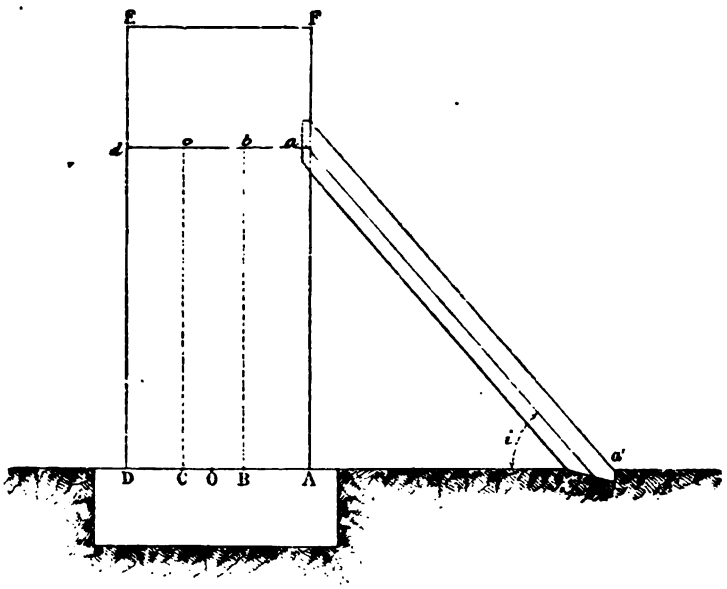
mesuré à partir de A′ et le point A, on sera certain de la stabilité sans qu'il soit nécessaire de tracer la courbe des pressions dont, dans tous les cas, il suffit de connaître la position de son intersection avec la base du mur, ce qui peut se faire d'ailleurs immédiatement sans avoir recours à la courbe ci-dessus.

432. *Étayement des murs.* — Lorsqu'il n'est pas opportun de démolir un mur qui penche ou qui tend à pencher d'un côté, on le soutient par des étais obliques disposés de distance en distance, qui viennent s'arc-bouter sur le terrain. Il va sans dire que les fibres moyennes des étais sont comprises dans des plans verticaux perpendiculaires à la direction du mur.

Nous négligerons l'obliquité, toujours très-faible, que le mur a prise avant l'étayement.

La *fig.* 716 représente la section transversale ADEF faite

Fig. 716.



dans le mur par le plan vertical de la fibre moyenne d'un étai dont les extrémités inférieure et supérieure sont *a′* et *a*.

Soient

i l'inclinaison de l'étai sur le sol, censé horizontal;
ad la section du mur, divisée en trois parties égales par les points b et c;
B, C les projections de ces points sur la base AD;
$H = AF = DE$, $e = AD = ad$ la hauteur et l'épaisseur du mur;
Π le poids du mètre cube de maçonnerie;
f le coefficient de frottement de la maçonnerie sur elle-même;
l la longueur du mur que l'étai doit soutenir;
h la hauteur aA du point d'appui a au-dessus du sol.

Abstraction faite de son poids, l'étai aa', n'étant pas terminé par des encastrements, n'éprouvera pas de flexion, mais seulement une compression longitudinale.

Désignons par Q l'action exercée par l'étai contre le mur, qui est égale et contraire à cette compression; cette force se décompose en deux autres, $Q\cos i$, $Q\sin i$, qui sont respectivement horizontale et verticale.

Le mur tendra à s'ouvrir en D dès que son centre de gravité viendra se projeter en B, et c'est l'extrême limite que nous admettrons pour sa position.

On se trouvera dans de bonnes conditions de stabilité, si l'on fait en sorte que la résultante de Q et du poids du mur, censé dirigé suivant bB, passe par le milieu O de AB. On a donc, en prenant les moments par rapport à ce point,

$$Q\cos i.h + Q\sin i\frac{e}{2} = \Pi e^2\frac{Hl}{6},$$

d'où

$$(1)\qquad Q = \frac{\Pi e^2 Hl}{6\left(h\cos i + \frac{e}{2}\sin i\right)}.$$

Mais il ne faut pas que la composante horizontale $Q\cos i$ soit capable de faire glisser le massif adEF sur sa base, ce qui s'exprime par

$$\frac{\Pi e^2 Hl\cos i}{6\left(h\cos i + \frac{e}{2}\sin i\right)} < f\Pi e(H-h)l - \frac{\Pi f e^2 Hl\sin i}{6\left(h\cos i + \frac{e}{2}\sin i\right)},$$

d'où

$$(2) \qquad \frac{(H-h)\left(h+\frac{e}{2}\tang i\right)}{He} > \frac{1}{6f}(1+f\tang i).$$

Il ne faut pas non plus que le massif ci-dessus tende à s'ouvrir en a du côté de l'étai ou que la résultante du poids et de Q passe au delà de e par rapport à a; on a donc cette seconde condition

$$\frac{\Pi e^2 H l \sin i}{6\left(h\cos i+\frac{e}{2}\sin i\right)}\frac{2}{3}e < \Pi e(H-h)\frac{e}{2},$$

d'où

$$(3) \qquad \frac{(H-h)\left(h+\frac{e}{2}\tang i\right)}{He} \geq \frac{1}{3}\tang i.$$

Selon que l'on aura

$$(4) \qquad f\tang i \lesseqgtr 1,$$

on n'aura à s'occuper que de la condition (2) ou de la condition (3). Or on a moyennement $f=0{,}50$; d'autre part, en raison de l'espace dont on peut disposer, $\tang i$ ne doit pas être inférieur à 3 au moins. D'où il suit qu'on n'a à satisfaire en général qu'à la condition (3), d'où l'on déduit

$$(5) \qquad \frac{h}{H} \leq \frac{1}{2} - \frac{e}{4H}\tang i + \sqrt{\left(\frac{1}{2}-\frac{e}{2H}\tang i\right)^2 + \frac{e}{2H}\tang i}.$$

En prenant avec Rondelet $e=\frac{H}{8}$ pour les murs de clôture et $\tang i=6$ ($i=80°,32'$), on trouve

$$\frac{h}{H} < 1{,}02,$$

condition dont il n'y a pas, par suite, à se préoccuper.

L'équarrissage de l'étai se déterminera en prenant pour base la formule (1). Lorsque la superficie du terrain n'est pas solide,

on fait buter l'étai, par sa partie inférieure, contre la paroi verticale d'une encoche ménagée dans une solive. Cette solive est inclinée vers le mur et est fortement encastrée.

§ IV. — *Annexe au Chapitre VII du Tome VI, relatif aux voûtes.*

433. *Sur les conditions d'équarrissage des arcs des cintres des voûtes.* — Dans le Chapitre VII, nous nous sommes borné à donner quelques indications sommaires sur le procédé qu'il convient d'employer pour déterminer l'équarrissage de l'arc d'un cintre, et en procédant ainsi nous avons cherché à éviter des longueurs de calcul qui auraient pu faire perdre de vue au lecteur la question principale, la stabilité des voûtes.

Il résulte toutefois de notre analyse du n° 235 qu'un accroissement graduel d'épaisseur de la clef aux naissances d'une voûte a pour effet non-seulement de donner plus de stabilité à la construction relativement à la rotation autour du joint extérieur des naissances, mais encore (en raison de l'augmentation de la pression normale qui en résulte) de mieux faire joindre l'intrados et le cintre, et par suite d'obtenir une forme plus correcte de l'intrados, au moins pendant l'exécution.

Le calcul de l'équarrissage des pièces dont se compose un cintre, en considérant la question dans toute sa généralité et au point de vue analytique, ne présente pas, à la vérité, de grandes difficultés; mais il comporte des développements de formules dont il est pénible de calculer les coefficients numériques; les difficultés s'accroissent surtout lorsqu'on fait intervenir des points fixes (créés par les poinçons, contre-fiches, entraits, etc.).

Nous ne considérerons, dans ce qui suit, que le cas où l'intrados est circulaire.

Lorsque, dans ces conditions, l'épaisseur de la voûte va en augmentant de la clef aux naissances, il doit paraître évident que dans le calcul du cintre on obtiendra un surcroît de solidité en substituant à l'extrados réel un extrados circulaire fictif partant des naissances, de sorte que, en définitive, nous sommes ra-

mené au cas d'une voûte d'épaisseur uniforme dont l'intrados est circulaire.

En représentant par K un coefficient que l'on sait calculer, nous avons, pour la pression normale exercée sur le cintre au point dont le rayon fait l'angle θ avec la verticale,

$$(1) \qquad \mathfrak{N}' = K(2\cos\theta - \cos\theta_1) \quad (^1).$$

Si nous posons

$$\cos\theta_2 = \tfrac{1}{2}\cos\theta_1,$$

$\mathfrak{N}'$ sera nul pour $\theta = \theta_2$ et deviendra négatif pour $\theta > \theta_2$, ce qui signifie, comme nous l'avons déjà fait observer, que, sans les enduits ou le frottement des joints et l'élasticité du cintre, la maçonnerie tendrait à se séparer du cintre dans une région des reins mesurée à partir des naissances, dans le cas d'une voûte se rapprochant du plein cintre; mais alors, pour $\theta > \theta_2$, la pression $\mathfrak{N}'$ devra être considérée comme nulle.

La plus petite valeur de θ_2, ou 60 degrés, correspond à $\theta_1 = 0$. On voit ainsi que, lorsqu'il s'agit d'une voûte surbaissée dont l'ouverture angulaire est au plus de 120 degrés (soit au maximum une flèche de $\frac{272}{1000}$ de la distance des naissances à l'intrados), il n'y aura pas lieu de se préoccuper des valeurs négatives de $\mathfrak{N}'$, interprétées d'ailleurs comme on l'a dit ci-dessus.

La grande difficulté dans le calcul de l'équarrissage d'un cintre résulte de la diminution progressive de l'angle θ_1 à mesure que la maçonnerie s'élève et que cette maçonnerie atteint et dépasse les appuis de l'arc.

Nous éluderons cette difficulté en substituant aux valeurs réelles de $\mathfrak{N}'$ et du moment auquel donne lieu cette pression des valeurs supérieures; il doit paraître évident que cette hypo-

---

(1) Nous rappellerons que θ_1 est la valeur de θ correspondant au joint libre de la demi-voûte non terminée, e est l'épaisseur de la voûte, R le rayon de l'intrados, Π le poids spécifique de la maçonnerie, l l'équidistance des centres, et enfin que

$$K = \Pi l(2R + e)\frac{e}{2}.$$

thèse ne peut conduire qu'à une exagération de l'équarrissage, et par suite à la sécurité.

Nous supposerons d'abord, dans la formule (1), $\theta_1 = 90°$, d'où

$$\mathfrak{M}' = 2K\cos\theta. \tag{1'}$$

Soient 2ε l'épaisseur de l'arc du cintre, φ un angle au centre compris entre θ et θ_1. La somme des moments des pressions élémentaires

$$2K\cos\varphi\, R\,d\varphi$$

ou

$$2KR(R-\varepsilon)\cos\varphi\sin(\theta-\varphi)\,d\varphi$$

par rapport au milieu de la section normale correspondant à l'angle θ s'obtiendra en intégrant la dernière de ces expressions entre les limites θ_1 et θ de φ; mais il est clair que nous obtiendrons un résultat supérieur en substituant zéro à la première de ces limites, et c'est ce que nous ferons en suivant la voie que nous avons tracée plus haut. Nous obtiendrons ainsi

$$KR(R-\varepsilon)\theta\sin\theta$$

pour le moment dont il s'agit.

Le moment fléchissant dû à la poussée, au couple élastique développé dans la section du sommet et à la pression normale pourra donc se représenter par

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{h\,EI}{R-\varepsilon}(\theta\sin\theta + \mathfrak{a} + \mathfrak{b}\cos\theta), \tag{2}$$

en posant

$$h = KR.EI \tag{3}$$

et désignant par $\mathfrak{a}$ et $\mathfrak{b}$ deux constantes inconnues dont les valeurs ne peuvent résulter que de la solution du problème que l'on a en vue.

Nous nous bornerons à appliquer les considérations précédentes au cas d'un plein cintre, en admettant que l'arc du cintre soit soutenu au sommet par un poinçon et aux milieux des reins (contre-fiches, entraits, etc.), et de plus dans des conditions telles que les naissances ne puissent pas éprouver, l'une ou l'autre, un déplacement horizontal.

Le moment de la réaction de la contre-fiche sur le cintre

donnant lieu à un terme proportionnel à $\sin\theta$, nous avons, pour $\theta \leq 45°$,

$$(4) \qquad \frac{d^2u}{d\theta^2} + u = -h(\theta\sin\theta + \mathfrak{A} + \mathfrak{B}\cos\theta + \mathfrak{C}\sin\theta)^2,$$

$\mathfrak{C}$ étant une nouvelle inconnue proportionnelle à la réaction dont il vient d'être question.

Comme le sommet de la fibre moyenne de la pièce est fixe, que la tangente en ce point reste horizontale après la déformation, on a $u = 0$, $\frac{du}{d\theta} = 0$ pour $\theta = 0$, de sorte que l'intégrale de l'équation ci-dessus se réduit à

$$(5) \quad u = -h\left[\frac{\theta^2\cos\theta - \theta\sin\theta}{4} + \mathfrak{A}(1-\cos\theta) + \frac{\mathfrak{B}}{2}\theta\sin\theta - \frac{\mathfrak{C}}{2}\theta\cos\theta\right].$$

Comme $u = 0$ pour $\theta = \frac{\pi}{4}$, on a la relation

$$(A) \qquad \frac{\pi}{16}\left(\frac{\pi}{4} - 1\right)\sqrt{2} + \mathfrak{A}(2-\sqrt{2}) + (\mathfrak{B} - \mathfrak{C})\frac{\pi}{8}\sqrt{2} = 0.$$

La réaction du point d'appui intermédiaire, correspondant à $\theta = \frac{\pi}{4}$, donnera pour $\theta \geq \frac{\pi}{4}$ un moment proportionnel à $\sin\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right)$, de sorte que nous aurons, pour la branche inférieure du demi-arc,

$$(4') \quad \frac{d^2u}{d\theta^2} + u = -h\left[\theta\sin\theta + \mathfrak{B}\cos\theta + \mathfrak{C}\sin\theta + \mathfrak{D}\sin\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right)\right],$$

en désignant par $\mathfrak{D}$ une nouvelle inconnue.

On déduit de là, M' et N' étant deux constantes arbitraires,

$$(5') \quad \left\{ \begin{aligned} u = -h\Bigg[&\frac{\theta^2\cos\theta - \theta\sin\theta}{4} + \mathfrak{A} + \frac{\mathfrak{B}}{2}\theta\sin\theta - \frac{\mathfrak{C}}{2}\theta\cos\theta \\ &- \frac{\mathfrak{D}}{2}\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right)\cos\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right) + \mathrm{M}'\cos\theta + \mathrm{N}'\sin\theta\Bigg]. \end{aligned} \right.$$

Représentons par $f(\theta)$ la différence des fonctions de θ qui entrent dans les seconds membres des formules (5) et (5') au coefficient numérique, et au signe près ; nous aurons

$$f(\theta) = -\mathfrak{A}\cos\theta + \frac{\mathfrak{D}}{2}\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right)\cos\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right) - \mathrm{M}'\cos\theta - \mathrm{N}'\sin\theta.$$

Or on doit avoir $f\left(\frac{\pi}{4}\right)$ et $f'\left(\frac{\pi}{4}\right)$ pour exprimer que le rayon vecteur est le même pour les deux branches de la fibre moyenne au point correspondant à $\theta = 45°$ et que ces deux branches sont tangentes au même point, ce qui donne

$$\mathfrak{L} + M' + N' = 0,$$

$$\mathfrak{L} + \frac{\mathfrak{D}}{2} + M' - N' = 0,$$

d'où

$$M' = -\mathfrak{L} - \frac{\mathfrak{D}}{4},$$

$$N' = \frac{\mathfrak{D}}{4}.$$

L'équation (5') devient ainsi

$$(5'') \quad \left\{ u = -h\left[\frac{\theta^2\cos\theta - \theta\sin\theta}{4} + \mathfrak{L} + \frac{\mathfrak{B}}{2}\theta\sin\theta - \frac{\mathfrak{C}}{2}\theta\cos\theta \right.\right.$$
$$\left.\left. - \frac{\mathfrak{D}}{2}\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right)\cos\left(\theta - \frac{\pi}{4}\right) - \left(\mathfrak{L} + \frac{\mathfrak{D}}{4}\right)\cos\theta + \frac{\mathfrak{D}}{4}\sin\theta\right].\right.$$

Comme la valeur de u donnée par la formule (5'') doit être nulle aux naissances ou pour $\theta = \frac{\pi}{2}$, nous avons

$$(B) \qquad -\frac{\pi}{2} + 4\mathfrak{L} + \pi\mathfrak{B} + \mathfrak{D}\left(1 - \frac{\pi}{4}\sqrt{2}\right) = 0.$$

La somme des moments des forces qui sollicitent l'une des moitiés de l'arc par rapport à sa naissance devant être nulle, nous devons égaler à zéro le second membre de l'équation (4') pour $\theta = \frac{\pi}{4}$, ce qui donne

$$(C) \qquad \pi + 2\mathfrak{C} + \mathfrak{D}\sqrt{2} = 0.$$

Enfin il faut exprimer que l'angle formé avec la verticale par le rayon mené à la naissance n'a pas éprouvé de variation à la suite de la déformation, ou que la somme des intégrales des formules (5) et (5''), multipliées par $d\theta$ et prises respectivement entre les limites 0 et $\frac{\pi}{4}$, $\frac{\pi}{4}$ et $\frac{\pi}{2}$, est nulle, ce qui donne

$$(D) \quad \frac{\pi^2 - 4}{4} + \mathfrak{L}(2\pi - 4) + 2\mathfrak{B} - \pi\mathfrak{C} - \left[\left(\frac{\pi}{4} + 1\right)\sqrt{2} + 3\right]\mathfrak{D} = 0.$$

Les formules (A), (B), (C), (D) feront connaître les valeurs de $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$, $\mathfrak{C}$, $\mathfrak{D}$; on pourra déterminer ensuite le maximum des seconds membres des équations (5) et (5″), qui, au facteur constant $-\frac{EI}{R-\varepsilon}$ près, représentent les moments relatifs à la partie inférieure et à la partie supérieure du demi-arc, et c'est le plus grand de ces maxima qui devra servir de base à l'établissement de l'équarrissage. Il est d'ailleurs facile de déterminer les pressions exercées sur les appuis.

§ V. — *Du tracé d'une ligne de chemin de fer et de l'exécution de la plate-forme.*

434. *Du tracé.* — D'une manière générale, le problème du tracé d'une voie ferrée, réduit à sa plus grande simplicité, se ramène à faire passer par deux points une ligne longeant autant que possible la forme du terrain, mais dont la courbure et la déclivité doivent rester comprises entre certaines limites.

435. *Étude sur la Carte.* — En France, la minute au $\frac{1}{10000}$ de la Carte de l'état-major est l'élément qui sert à obtenir la première approximation d'un tracé.

Pour en rendre la lecture plus facile, on colorie les courbes de niveau :

En jaune pour les cotes		20,	120,	220,	...,
rouge	»	40,	140,	240.	...,
bleu	»	60,	160,	260,	...,
orange	»	80,	180,	280,	...,
vert	»	100,	200,	300,	...,

Les courbes de niveau intermédiaires dont les cotes sont 30, 50, 70, ... sont en noir.

Ces données étant admises, l'ingénieur doit porter son attention sur les points principaux situés dans la zone, plus ou moins large, dans laquelle le tracé doit se trouver limité, savoir, notamment, les faîtes, les cols, les régions des vallées où les traversées doivent paraître les plus faciles. Il doit ensuite

étudier les solutions les plus favorables au double point de vue de l'économie dans l'exécution des travaux et du transit futur, en évitant autant que possible, d'après les indications de la Carte géologique, la traversée des mauvais terrains, tels que les argiles, qui fusent à l'air et deviennent coulantes sous l'action de la pluie. Le travail des tranchées présente, dans ce cas, des dangers et des difficultés et les matériaux qu'on en extrait sont détestables pour former des remblais.

Les profils en long doivent être exécutés sur les seules indications de la Carte au $\frac{1}{40000}$.

Il ne faut pas attacher à cette étude sommaire une importance trop considérable; on remarquera, en effet, en ne s'occupant que d'un détail, qu'un rayon de courbe de 500 mètres n'est représenté sur la Carte que par $0^{m},0125$. Il faut donc avoir recours ultérieurement aux procédés suivants qui la complètent.

436. *Étude sur le terrain.* — On doit relever exactement et avec détails le plan et la configuration du terrain, et avoir recours à des sondages, s'il le faut, pour bien s'assurer de la nature d'un terrain douteux. On substitue au tracé provisoire, et à une faible distance de ce dernier, une ligne d'opération formée de droites déterminant des sommets nettement indiqués sur le plan. Ces sommets sont jalonnés; les côtés et les angles qu'ils forment consécutivement l'un avec l'autre sont respectivement mesurés à la chaîne et au graphomètre, ou mieux au cercle répétiteur.

On relève également le profil de la ligne d'opération au moyen du niveau à bulle d'air. Chaque opérateur est accompagné : 1° d'un *bulleur,* qui place le niveau à chaque station et règle la bulle; 2° d'un *lecteur,* qui apprécie la cote sur une mire parlante, pour contrôler celle qui a été constatée par l'opérateur.

Si les deux lectures diffèrent entre elles de 1 millimètre, on recommence le coup.

Sur le profil on relève, généralement de 100 en 100 mètres, des profils transversaux. Lorsque le terrain est très-tourmenté, il faut réduire l'équidistance de ces profils.

Si la forme du terrain est peu accentuée, on diminue le nombre des profils ; mais alors on leur donne plus d'étendue, savoir 200 à 300 mètres de part et d'autre de la ligne d'opération.

437. *Plans cotés.* — Dans les conditions qui viennent d'être établies, on a tous les éléments nécessaires pour former un plan coté dont l'échelle est généralement de $\frac{1}{10000}$. L'échelle est augmentée si le terrain est très-tourmenté.

On rapporte sur le plan coté :

1° La ligne d'opération, savoir la longueur des côtés, les angles formés par deux côtés consécutifs, les cotes de niveau ;

2° Les coupes transversales ;

3° Les points les plus saillants relevés au cours de l'opération.

On trace ensuite avec la plus grande approximation possible des courbes de niveau de 2 en 2 mètres, au moyen de la méthode des moyennes proportionnelles.

Pendant cette opération, on relève les maisons, chemins ruisseaux, etc.

Muni de tous ces documents, l'ingénieur n'a plus qu'à étudier les diverses combinaisons qui peuvent se présenter pour arriver au tracé définitif.

Les trois éléments suivants doivent principalement attirer son attention :

1° *Traversée des faîtes.* — Il n'est pas toujours possible de franchir un col aussi facilement que l'on pourrait le désirer. Les vallées adjacentes prennent souvent, à leur naissance, de fortes inclinaisons suivant le thalweg, et alors on se trouve en butte aux difficultés de pente et de courbure.

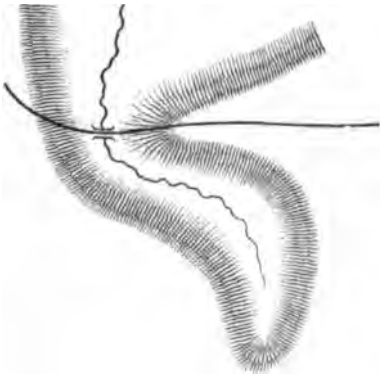
Très-souvent alors, il faut avoir recours à une tranchée ou à un souterrain : dans le premier cas, le point le plus avantageux est le col ; dans le second, c'est la partie la plus resserrée du faîte. Un souterrain doit être autant que possible en ligne droite ; en effet, sa construction est plus facile et sa traversée par les trains offre plus de sécurité. La limite de la pente doit être inférieure à celle qui se rapporte au ciel ouvert,

en raison de l'humidité qui diminue l'adhérence des roues sur les rails.

2° *Traversée des vallées.* — On pose en principe que : *il faut, à de grandes hauteurs, choisir les points d'étranglement qui correspondent aux contre-forts avancés des coteaux* (*fig.* 717). Par ce moyen, on diminue le vide à franchir et on peut utiliser les contre-forts, pour développer la ligne à fleur de sol, à la hauteur assignée *a priori.*

Pour franchir une vallée à niveau ou à une faible différence d'altitude, il faut choisir les points où viennent déboucher les affluents.

Fig. 717.



3° *Emplacement des stations.* — Une station, en principe, doit être établie de manière à donner l'accès le plus facile et le plus court aux marchandises et aux voyageurs; mais, souvent, on ne peut pas arriver à une solution aussi satisfaisante qu'on le désirerait : par exemple, on est forcé de se tenir à distance d'un centre de population, de se placer à un niveau plus élevé, etc., ce qui exige la construction de routes plus ou moins longues.

Quoi qu'il en soit, il faut qu'une station soit en palier, c'est-à-dire de niveau sur toute sa longueur, qui est de 300 à 400 mètres pour les moindres stations (longueur des plus grands trains), de 800 mètres pour les moyennes; la longueur des grandes gares dépasse souvent 1 kilomètre. A moins de

circonstances exceptionnelles, une station doit être en alignement, pour que toutes ses parties soient en vue. Elle doit être établie à peu près au niveau du terrain naturel, pour éviter les mouvements de terre, qui pourraient devenir considérables; en effet, la moindre station couvre plus de 1 hectare et une station importante 8 à 10 hectares.

Pour éviter les arrêts trop fréquents, fastidieux pour les voyageurs et donnant lieu à des retards. il ne faut pas trop multiplier les stations, tout en faisant en sorte qu'elles puissent satisfaire à tous les besoins. L'espacement est généralement compris entre 8 et 15 kilomètres.

438. *Distribution des pentes et des courbes.* — Quand l'intersection des directions de deux déclivités consécutives se trouve en bas, ces deux déclivités doivent être séparées par un palier de 100 mètres, pour empêcher que les wagons intermédiaires d'un train se soulèvent, en raison du ralentissement de la tête et de l'accélération de la queue. Lorsque le sommet est en haut, on n'a pas à redouter cette cause d'accident et le palier est inutile.

Deux courbes de sens contraires doivent être reliées par un alignement de 100 mètres, pour éviter les tractions obliques et les effets des forces centrifuges de directions opposées pour les deux parties d'un train, qui se trouverait à la fois sur les deux courbes.

439. *Profil transversal.* — Malgré notre intention de ne pas empiéter sur le domaine d'un Cours de chemins de fer, nous croyons cependant indispensable, au point de vue de la clarté, de donner quelques détails sommaires relatifs à la superstruction.

Les deux files de rails d'une voie reposent sur des *traverses* en bois, reposant elles-mêmes sur une fondation (*ballast*) formée d'une couche de matériaux peu compressibles, tels que le sable, le gravier, les pierres cassées (*fig.* 718). Le ballast est surhaussé jusqu'à affleurer les rails, en ménageant toutefois, par un règlement convenable de la surface, ce qui est nécessaire pour le passage des boudins des roues.

La largeur intérieure de la voie est de $1^{m},44$ à $1^{m},45$.

L'entre-voie, lorsqu'il y a deux voies, mesurée entre les bords extérieurs des rails, est de 2 mètres.

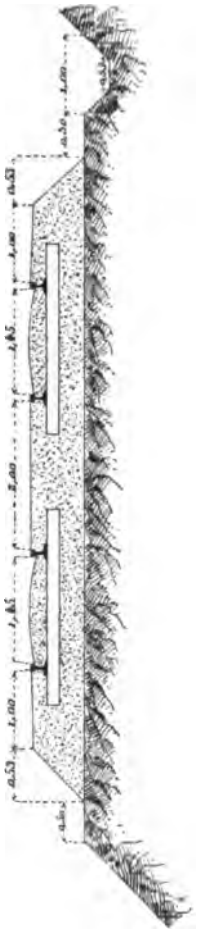


Fig. 718.

L'accotement, à partir du bord extérieur des rails, est de 1 mètre au minimum.

Généralement, l'épaisseur du ballast est de $0^{m},50$.

Le ballast en sable ou en pierres cassées peut se tenir sous

un angle de 45°; mais on réduit la pente à 0,94 pour plus de sûreté.

Une banquette latérale, de part et d'autre, ayant $0^m,50$ de largeur, doit être ménagée pour la circulation des agents. En tranchée, on creuse deux fossés de 1 mètre de largeur.

On a ainsi le détail suivant, relatif à deux voies et en tranchée (*fig.* 718) :

	m
Largeur au niveau des rails.....	7,14
Deux talus.....	1,06
Deux banquettes.....	1,00
Deux fossés.....	2,00
Total.....	11,20

Il est évident que pour un chemin de fer à simple voie on doit retrancher de ce total les largeurs de l'entrevoie et d'une voie, soit $3^m,45$.

Dans un déblai en rocher, le fruit peut être de 90 degrés au lieu de 45 degrés, ce dont il faut profiter lorsqu'il s'agit de déblais onéreux.

Dans une tranchée profonde, il y a intérêt à réduire autant que possible la largeur de la plate-forme, que l'on soutient alors par des murettes de $0^m,30$ d'épaisseur à la base, construites économiquement avec les matériaux extraits de la tranchée, ce qui permet de réduire la largeur de $0^m,46$.

Pour les remblais, les murettes ne sont pas admissibles, à cause des tassements.

En remblai, les talus sont généralement réglés à $\frac{1}{1,50} = 0,67$, soit sous une inclinaison de 34 degrés environ.

En déblai, la pente peut être de 45 degrés pour les sables, etc., mais doit augmenter quand on est dans le rocher.

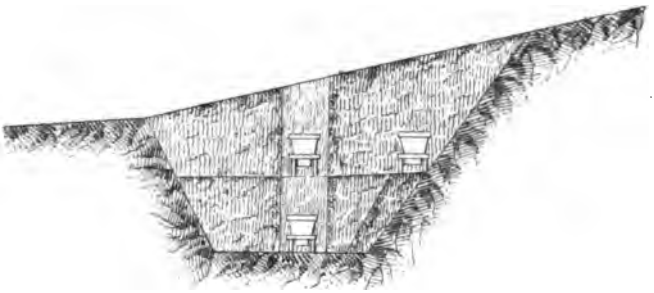
Lorsque le terrain est argileux, il faut adoucir le talus de $\frac{1}{1,25} = 0,80$ à $\frac{1}{1,50} = 0,67$, en vue d'éviter les dégradations et de fixer des semis.

440. *Du mouvement des terres.* — Pour le transport des déblais, on n'emploie la brouette que pour l'amorce des terrassements et quelques tranchées secondaires; en général, on

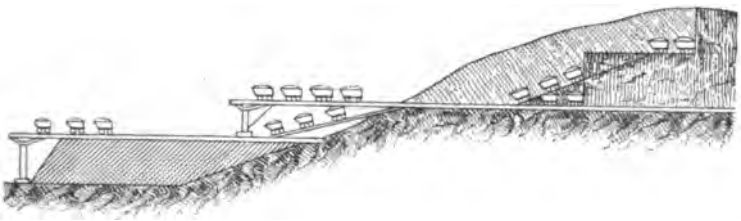
emploie le wagon, qui est plus économique et qui permet d'arriver plus rapidement au résultat voulu.

Une fouille ou *attaque en déblai* (*fig.* 719) commence par

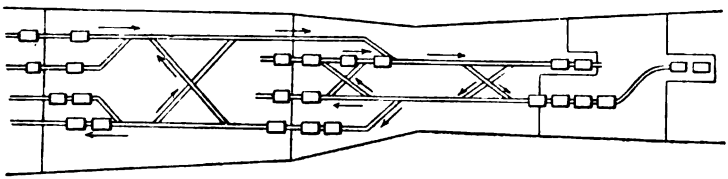
Fig. 719.



Coupe transversale d'une tranche.



Coupe ongitudinale.



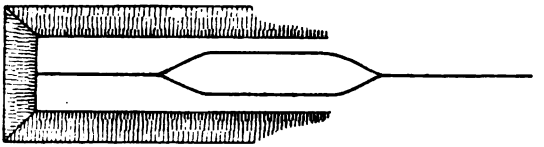
Plan.

une sorte de galerie centrale, dont l'axe est à peu près celui de la voie que l'on veut créer. Sur les deux flancs de cette galerie, des ouvriers procèdent au déblayement et à l'élargissement. La longueur du chantier doit être suffisante pour assurer tous les mouvements; le tout se réduit à une affaire d'hommes et de wagons.

Le débit des déblais est limité par la décharge, en raison de la faible largeur du remblai qui suit de part et d'autre la tranchée. Il convient d'effectuer autant que possible le déchargement au bout du remblai, pour accélérer l'avancement.

441. *Organisation du déchargement.* — On établit, un peu

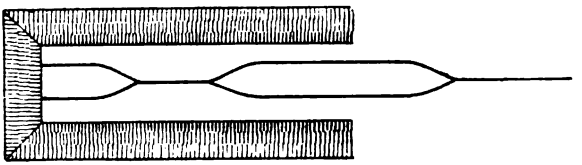
Fig. 720.



Une décharge.

en avant de la décharge, une double voie assez étendue pour recevoir un convoi; on décroche le premier wagon du train

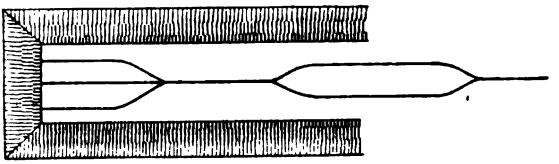
Fig. 721.



Deux décharges.

pour l'amener jusqu'au bout et le vider, puis on le pousse sur l'autre branche; on procède de même et successivement pour

Fig. 722.

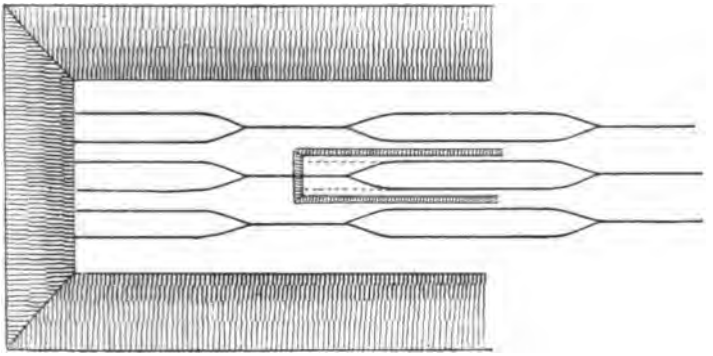


Trois décharges.

les wagons suivants, de manière à former finalement un train de wagons vides.

Il faut six minutes pour avancer, décharger et remiser un wagon. Chaque wagon transporte un cube de 2 à 3 mètres, soit en moyenne $2^{m},50$.

Fig. 723.

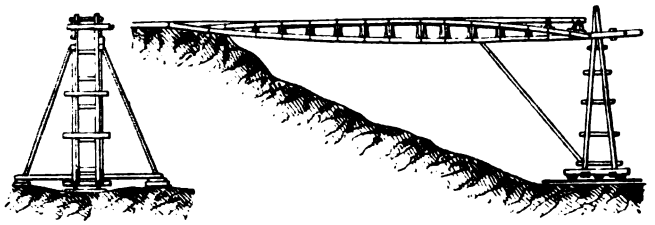


Six décharges.

Si le procédé que l'on vient d'indiquer est insuffisant, en raison de l'importance de la tranchée, on crée deux décharges, ou trois, ..., et jusqu'à six décharges au lieu d'une (*fig.* 720 à 723).

On a recours quelquefois à des *ponts* de décharge (*fig.* 724),

Fig. 724.

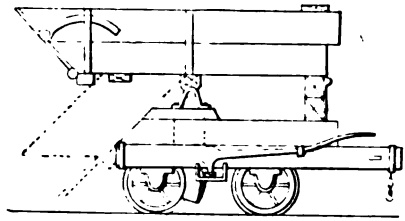


Pont de décharge.

formés chacun de deux longerons sur lesquels on fixe deux bandes de fer plat faisant suite aux rails. Les longerons reposent d'une part sur le bord du remblai et de l'autre sur un bâti muni de roulettes, qui permet de faire avancer graduellement le pont. Le versement se fait entre les deux longerons.

La caisse d'un wagon se renverse comme celle d'un tombereau de terrassement, tantôt sur le devant (*fig.* 725), tantôt

Fig. 725.



sur le côté; quelquefois le versement s'effectue par le fait d'une ornière circulaire (*fig.* 726).

Fig. 726.

442. *Organisation de la fouille et de la charge.* — Il faut faire en sorte que ces deux opérations soient réglées de manière qu'il n'y ait pas d'interruption dans la décharge. En général, on se contente d'ouvrir une galerie d'axe sur une longueur convenable pour se procurer le front de déblai et la longueur de chargement voulue. Si cela ne suffit pas, on procède au déblai par gradins et on ouvre plusieurs galeries, notamment sur les élargissements où l'on doit établir des stations.

443. *Organisation du transport.* — Considérons, par exemple, un remblai à trois voies de décharge, et admettons qu'un

wagon porte un cube de $2^{m},5o$, que la durée de sa manœuvre soit de sept à huit minutes, que chaque convoi soit formé de neuf wagons. Il y aura environ huit décharges de wagon par heure et par voie, d'où, en dix heures, un versement de

$$8 \times 2.5o \times 9 \times 10 = 600^{mc}.$$

Comme trois wagons correspondent à chaque voie, la durée de l'opération sera de $3 \times 7 = 21^{min}$ à $3 \times 8 = 24^{min}$, soit vingt-deux minutes.

Il faut donc que, vingt-deux minutes après l'arrivée d'un convoi, le suivant soit en place. Pendant que ce dernier effectue sa décharge, il faut que le précédent ait eu le temps de remonter au chantier et que le troisième train ait pu arriver au déblai remplacer le deuxième.

Chaque voyage ne devant ainsi durer que onze minutes, les chevaux, qui font 80 mètres par minute, devront, en onze minutes, parcourir 900 mètres environ.

Si la distance est supérieure à 900 mètres, le service cessera d'être continu, c'est-à-dire qu'un convoi sera déchargé avant l'arrivée du suivant. Il faut alors sectionner le chemin au moyen d'une voie d'évitement, permettant au convoi de descente de croiser celui de remonte.

La traction par locomotive, employée sur les grands chantiers, est plus économique que celle des chevaux, mais seulement lorsque le trajet est au moins de 1500 mètres, parce qu'elle exige une installation plus dispendieuse (voie plus forte, pose plus soignée, capital engagé plus considérable, etc.).

444. *Formules relatives aux transports sur une voie horizontale ou dite en palier.* — Soient

Q le poids de la matière à transporter;

χ la distance du centre de gravité du vide effectué à celui de la masse en remblai;

q le poids d'un élément matériel de la terre à transporter;

x, x' les distances de cet élément à un plan perpendiculaire à la voie, aux points de départ et d'arrivée.

Le travail à effectuer sera proportionnel à $\Sigma q(x' - x) = Q\chi$. Comme on sait ce que l'on a à déblayer dans une journée, on

peut évaluer la veille même, et par approximation, la valeur de χ.

Soient encore

P le prix de la journée du moteur;
C le cube du chargement;
L la distance que pourrait parcourir dans la journée le moteur en faisant la moitié du trajet à charge et l'autre à vide;
d la distance qu'aurait parcourue le moteur pendant la durée du chargement et du déchargement;
p le prix du transport du mètre cube de matériaux à la distance χ.

Si le moteur eût travaillé sans s'arrêter, il aurait parcouru le chemin $d + 2\chi$; le nombre de voyages effectués dans la journée est ainsi

$$\frac{L}{d + 2\chi},$$

d'où les relations

$$pC\frac{L}{d + 2\chi} = P,$$

et

$$(1) \qquad p = P\frac{d + 2\chi}{L}.$$

Dans le cas de la brouette, on a

$$L = 30000^m, \quad C = 0^{mc},05, \quad d = \frac{72^s.30000}{3600.10^h} = 60^m,$$

la durée du chargement étant de soixante-douze secondes et celle de la journée de travail étant de dix heures. On a ainsi

$$(2) \qquad p = \frac{P60^m + \chi}{1200}.$$

Pour le *camion* (petit tombereau ordinairement traîné par trois hommes, qui n'est pas employé dans la construction des chemins de fer), on a

$$L = 30000^m, \quad C = 0^{mc},20, \quad d = \frac{60^s.30000}{3600.10} = 50^m,$$

d'où

$$(3) \qquad p = \frac{P50^m + \chi}{60.000}.$$

On prend ordinairement

$$p = 0^{fr},27 + 0,0010.\chi. \qquad (3')$$

Pour le transport par wagon, on adopte la formule empirique suivante,

$$p = 0^{fr},50 + 0,0003.\chi. \qquad (4)$$

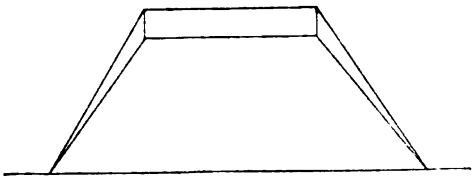
445. *Dépôts et emprunts.* — Si les déblais suffisent aux remblais, le travail s'effectue par compensation.

Selon que le cube du déblai est supérieur ou inférieur à celui du remblai, on procède par voie de dépôt ou par voie d'emprunt.

Le mode d'exécution par voie d'emprunt ou de dépôt est toujours plus onéreux que celui par compensation quand les distances auxquelles les terres doivent être transportées sur l'axe de la voie ne sont pas considérables et que les terrains où l'on doit déposer les terres ou les emprunter ont quelque valeur; mais il peut l'emporter sur le second quand les distances deviennent très-grandes. Dans tous les cas, il est très-expéditif.

446. *Tassements des remblais.* — Les tassements se produisent surtout dans le premier hiver qui suit l'exécution des travaux et se continuent quelquefois, mais dans de moindres

Fig. 727.



Relèvement.

proportions, dans les deux hivers suivants. Le tassement d'une plate-forme, pour les terres ordinaires, est environ $\frac{1}{12}$ de la hauteur. Lorsqu'il s'est produit, on procède à un *relèvement* (*fig.* 727).

Le relèvement est supprimé lorsque l'achèvement des

travaux précède peu la mise en exploitation, parce qu'il modifierait trop la forme du profil. On remblaye alors avec du ballast au fur et à mesure du tassement.

Dépenses des terrassements.

Extraction et charge de 1 mètre cube de déblai ordinaire	$0^{fr},70$ à $0^{fr},80$
Extraction et charge de 1 mètre cube de rocher (devis d'adjudication)	$3^{fr},00$
Extraction et charge de 1 mètre cube de déblai avec un quart de rocher	$1^{fr},50$
Transport à une distance moyenne de 500 mètres.	$0^{fr},65$

447. *Consolidation des talus.* — Quand une tranchée est ouverte, il arrive souvent que, soit immédiatement, soit au bout d'un certain temps, les talus se dégradent et s'éboulent. Les causes destructives sont extérieures ou intérieures.

1° *Causes destructives extérieures.* — L'air a pour effet de détruire la cohésion des terres et de ne plus leur permettre de se maintenir sous leur inclinaison primitive. De plus, les eaux ravinent les terrains qui offrent peu de cohésion.

On préserve un talus du contact de l'air en le recouvrant soit d'un semis (qui ne peut réussir que si la pente est inférieure à 45 degrés), soit d'un gazonnement, soit enfin d'un perré.

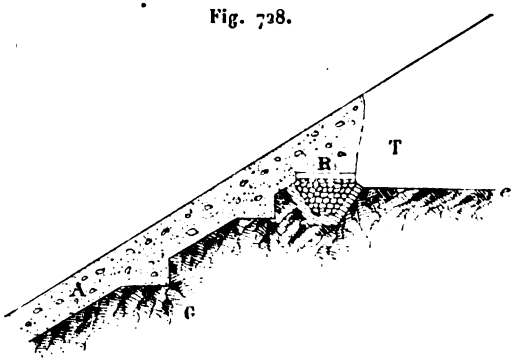
Pour soustraire un talus à l'action des eaux, on établit, au sommet, un fossé qui reçoit les eaux des terrains supérieurs et les écoule parallèlement à la voie par des pentes convenablement réglées, jusqu'à des descentes maçonnées construites de distance en distance sur le parement des talus.

2° *Causes destructives intérieures.* — Ces causes tiennent toujours à la présence de l'eau et d'une couche d'argile. Quoique l'argile se laisse lentement pénétrer par l'eau, lorsqu'elle en est imprégnée elle la retient avec énergie et se comporte alors comme un fluide. Pour assainir le talus, on fait des saignées destinées à recevoir des drains ou des empierrements. Ces canaux débouchent dans un collecteur placé au bas de la tranchée, débouchant dans un fossé ou un égout établi sous la plate-forme.

Pour protéger un talus glaiseux surmonté de terres per-

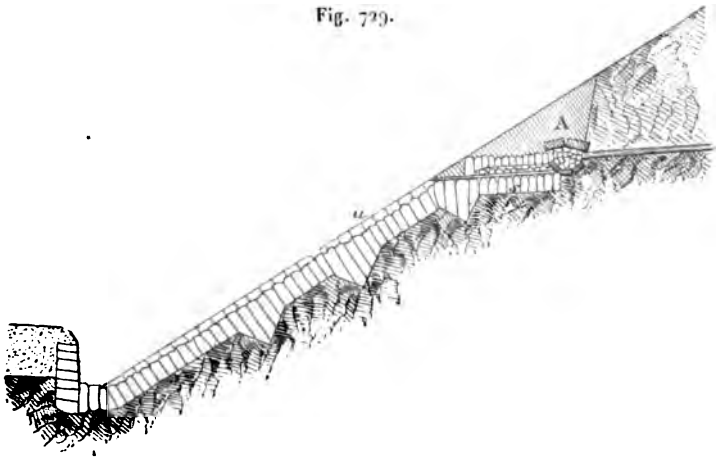
méables, M. de Sazilly a eu recours à un procédé spécial, qui a donné d'excellents résultats. Les *fig.* 728 et 729 représentent

Fig. 728.



la coupe verticale suivant la ligne de plus grande pente du talus; G désigne le terrain argileux, T le terrain perméable, *e* une nappe d'eau au joint de G et de T, A de la terre rapportée, bien

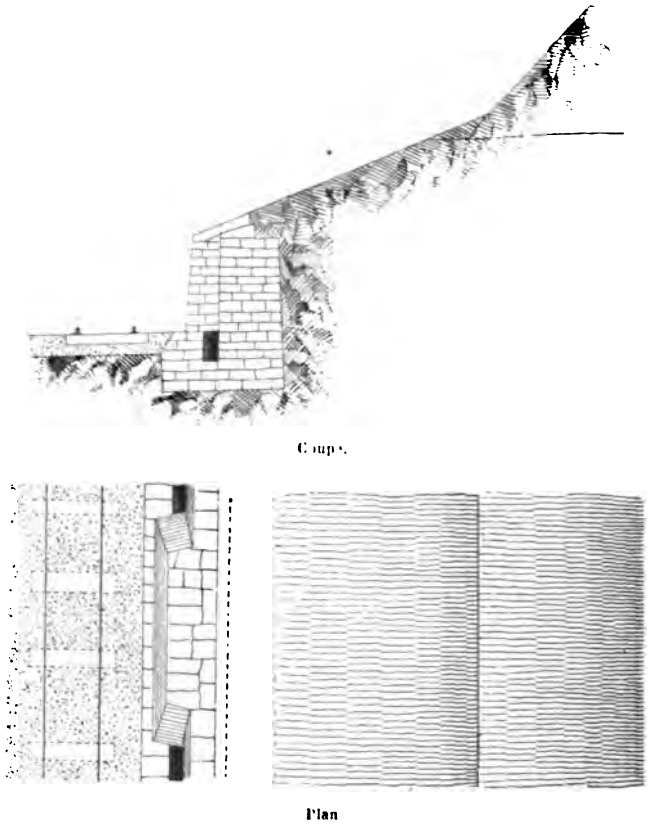
Fig. 729.



damée et ancrée dans l'argile, R une rigole ou pierrée inclinée de $\frac{1}{100}$. De chaque point bas de R part une rigole *s* (*fig.* 729) en maçonnerie aboutissant à une cuvette maçonnée *u* dirigée suivant le talus.

448. *Murs de pied.* — On désigne ainsi des murs de soutènement (*fig.* 730) qui ont pour objet de retenir certaines

Fig. 730.



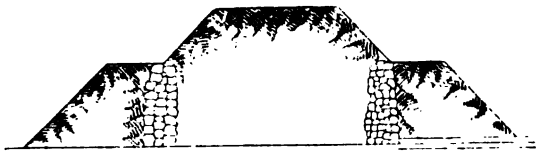
parties d'un massif qui tendraient à se détacher et au-dessus duquel on adoucit le talus. En pleine exploitation, l'établissement d'un mur de pied est préféré à l'abatage des parties menaçantes qui créerait plus d'embarras.

449. *Consolidation des remblais.* — Ce cas, lorsqu'il se présente, est toujours le résultat d'une économie mal entendue. La difficulté est plus grande que pour les tranchées, parce que

la plate-forme s'abaisse, qu'il faut la surcharger et que les surcharges deviennent rapidement impossibles, par suite du manque de solidité dans la base.

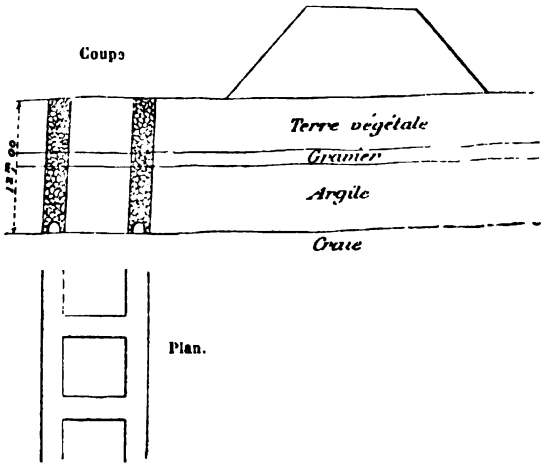
Les remblais s'assainissent comme les tranchées. Quand on emploie un mur de pied (*fig.* 731), il convient de le consolider par des contre-forts en terre, ce qui exige que le mur soit en pierres sèches ou qu'il soit percé de barbacanes.

Fig. 731.



450. *Glissement d'un remblai sur le sol.* — Ce cas s'est notamment présenté au val Fleury, près de Meudon, sur le chemin de fer de Paris à Versailles.

Fig. 732.



Le remblai est établi sur une couche de terre végétale reposant sur une faible couche de gravier, au-dessous de laquelle se trouve une couche d'argile surmontant la craie (*fig.* 732).

Les eaux d'infiltration ayant délayé l'argile, le remblai a glissé avec la terre végétale et le gravier. On a arrêté le mouvement au moyen de deux pierrées longitudinales, distantes de 10 mètres et aboutissant à la craie. Elles ont 12 mètres de hauteur et sont reliées de distance en distance par des pierrées transversales.

451. *Établissement de remblais sur des terrains vaseux.* — Lorsque cette circonstance se présente, on a recours à l'un des trois procédés suivants :

1° On remblaye sur le sol comme s'il était solide. On recharge, au fur et à mesure de l'enfoncement, jusqu'au moment où le mouvement s'arrête. Ce procédé laisse à désirer au point de vue du résultat auquel on veut arriver.

2° On établit le remblai sur pilotis, comme les fondations.

3° On l'asseoit sur des fascines, comme dans le cas des fondations des ponts et digues en Hollande.

452. *Traversée des cours d'eau.* — Nous avons peu de chose à ajouter à ce que nous avons dit sur la construction des ponts.

Un aqueduc de	0,60	d'ouverture revient à.....	80	le mètre
Un ponceau de	3,00	»	400	»
»	4,00	»	700	»
»	5,00	»	1000	»
»	6,00	»	1500	»
»	8,00	»	3000	»

Le coût du mètre carré du tablier d'un pont à culées perdues est de 110 francs environ pour une voie unique et de 150 francs pour une voie double.

453. *Traversées supérieures et inférieures des routes et chemins.* — Ces traversées s'effectuent au moyen de ponts en pierre ou métalliques, dont nous nous sommes occupé plus haut.

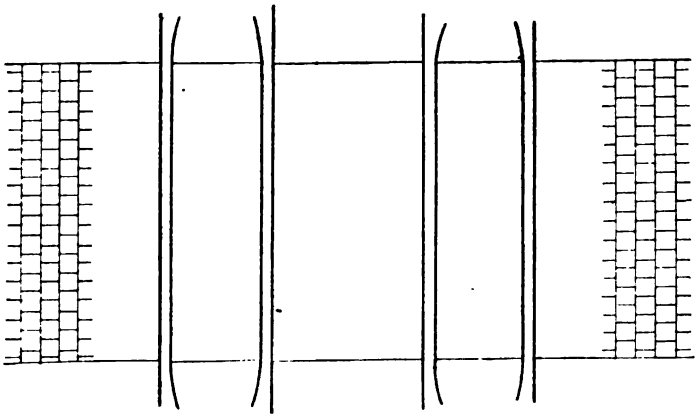
454. *Passages à niveau.* — Il faut :

1° Pour le passage des voitures, que la plate-forme soit

recouverte d'une chaussée pavée ou empierrée et que l'on fasse disparaître toute saillie des rails, ce qui exige que la chaussée affleure les champignons des rails.

2° Pour le passage des trains, que l'on ménage entre chaque rail et la chaussée l'espace nécessaire pour laisser passer les rebords des roues des véhicules (largeur, $0^m,03$). A cet effet, on munit à l'intérieur le rail d'un contre-rail (*fig.* 733) qui en est

Fig. 733



distant de $0^m,07$. En dehors de la largeur du passage, on évase les contre-rails pour faciliter l'entrée des rebords, et c'est ce que l'on appelle *faire une entrée*. Les voitures ordinaires franchissent facilement le vide de $0^m,07$.

L'empierrement réalise une faible économie, est d'un entretien incommode et peut donner lieu à des pierres roulantes venant se loger entre les rails et les contre-rails.

Un passage à niveau est toujours muni, de part et d'autre, d'une barrière que le garde ferme quand un train est sur le point de passer. Les portes forment deux catégories.

1° *Portes tournantes.* — Elles sont à un ou deux ventaux, mobiles sur pivots verticaux. Dans leur construction, on emploie le bois et le fer (*fig.* 734 et 735). A côté se trouve, pour les piétons, un *portillon* qui s'ouvre du dedans au dehors et se ferme de lui-même, par suite de l'obliquité de ses gonds

sur la verticale. Par cette disposition, les animaux ne peuvent pas pénétrer sur la voie par le portillon.

Fig. 734.

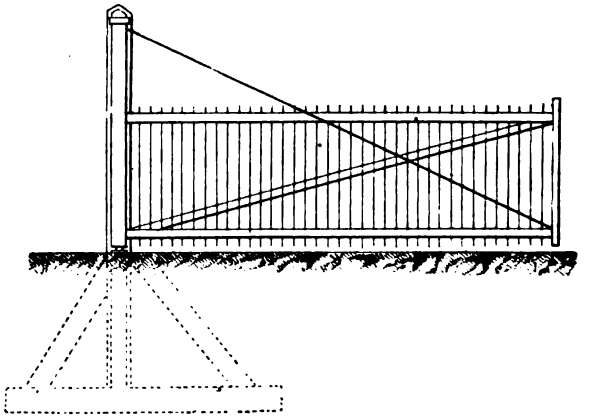
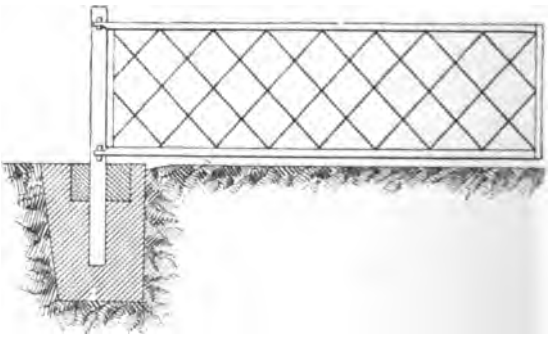


Fig. 735.

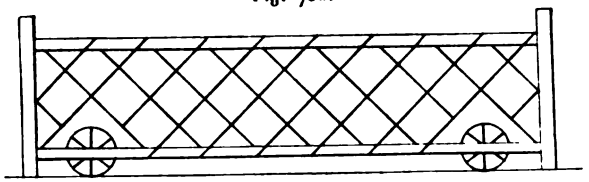


2° *Portes roulantes*. — Ces portes (*fig.* 736) sont formées d'un châssis en treillis reposant sur des galets de $0^m,50$ à $0^m,60$ de diamètre. Elles sont d'un bon usage et avantageuses quand on a peu d'espace pour le jeu des ventaux.

Dans certaines parties de l'Allemagne, une barrière pour les passages à niveau d'un ordre secondaire est formée d'une simple perche mobile autour d'un tourillon horizontal, et équi-

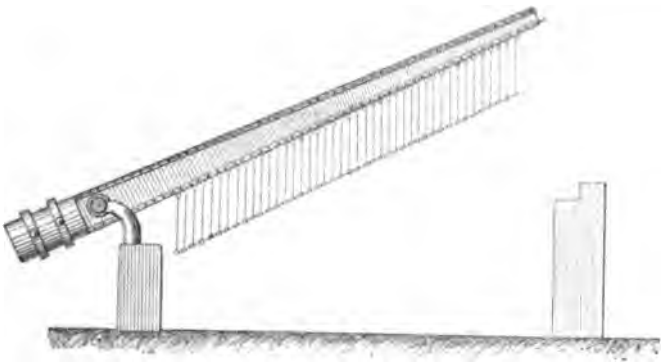
librée par deux plaques de fonte latérales ajustées au petit bout au moyen d'étriers en fer et de boulons.

Fig. 736.



Pour des passages importants (*fig.* 737), la perche est remplacée par un tube tronconique en fer, formé de deux pièces munies d'oreilles et rivées horizontalement. A des anneaux

Fig. 737.



adaptés à ce tube sont suspendues des tiges reliées inférieurement, en formant anneaux, à une tringle, de manière à empêcher les petits animaux d'arriver sur la voie quand le passage doit être fermé. Le contre-poids est adapté dans les mêmes conditions que ci-dessus.

455. *Des passages obliques.* — D'après le cahier des charges imposé à toute Compagnie concessionnaire, une route ne doit pas couper un chemin de fer sous un angle aigu inférieur à 45°.

Des barrières peuvent être établies parallèlement à la voie ou normalement à la route. La première disposition exige une

plus grande longueur pour les ventaux, et par suite un emplacement considérable. On préfère la seconde.

456. *Des travaux d'art exceptionnels.* — La question des grands ponts et des viaducs ayant été traitée, nous n'avons à nous occuper ici que des souterrains.

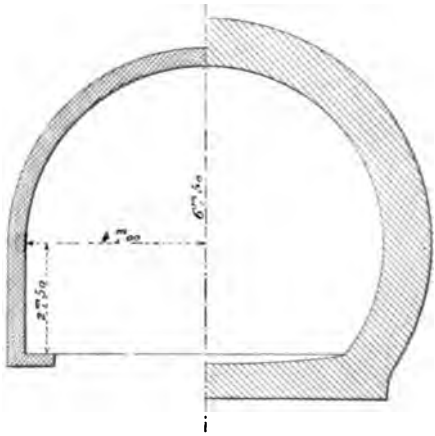
L'article **16** du cahier des charges impose la condition suivante :

« Les souterrains à établir pour le passage du chemin de fer auront 8 mètres de largeur entre les pieds-droits au niveau des rails sur les chemins à deux voies et $4^{m},5o$ au moins sur les chemins à une voie; ils auront 6 mètres de hauteur sous clef au-dessus de la surface des rails. La distance verticale entre l'intrados et le dessus des rails extérieurs ne sera pas inférieure à $4^{m},8o$. »

Nous n'admettrons pas les souterrains pour une voie unique, parce que tôt ou tard on est obligé de les rélargir, ce qui devient très onéreux.

Dans les conditions où nous nous plaçons, nous aurons

Fig. 738. Fig. 739.



Profil d'un souterrain.

des pieds-droits (*fig.* 738) de $2^{m},5o$ de hauteur, une voûte de 4 mètres de flèche. Quelquefois (*fig.* 739) on continue l'arc

en plein cintre jusqu'au radier, ce qui réduit un peu la largeur de 8 mètres au niveau des rails, tolérance qui est admise.

Lorsque le terrain à traverser est un rocher dur et compacte, que par suite la maçonnerie n'a d'autre objet que de former un revêtement, une épaisseur de $0^{m},30$, pour cette maçonnerie, est suffisante.

Si le terrain doit être soutenu, on augmente l'épaisseur ci-dessus, mais de manière à ne pas dépasser 1 mètre dans les conditions les plus défavorables.

Pour faire une excavation en souterrain, on a recours à deux méthodes.

1° *Méthode belge.* — C'est la méthode qui est surtout employée en France. On fonce d'abord une galerie suivant l'axe de la voie (*fig.* 740), en se tenant au sommet; la hauteur et

Fig. 740.

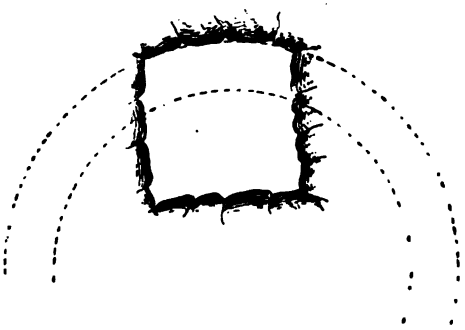
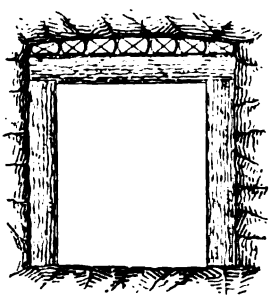


Fig. 741.



la largeur de cette galerie varient de 3 à 4 mètres. Le terrain est soutenu par des cadres (*fig.* 741), comme dans les galeries de mines.

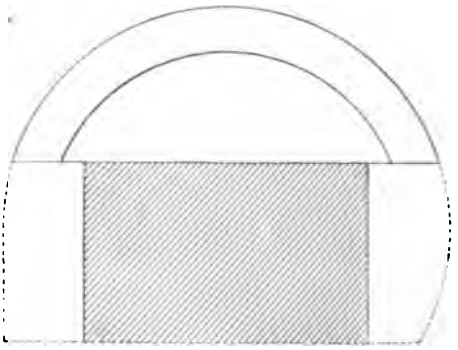
L'*abatage en grand* se fait à l'arrière du chantier d'attaque, en étayant au fur et à mesure le toit contre le sol et les cadres. Cette opération effectuée, on a environ $3^{m},50$ sous l'intrados à la clef. A l'arrière du second chantier, on en établit un troisième pour construire sur le terrain la partie supérieure de la voûte, comme si cette voûte ne devait pas se prolonger en contre-bas (*fig.* 742). On enlève à mesure les cintres et étais et on serre l'extrados contre le terrain par des pierres intercalées. Ce qui

précède suppose que le sol est solide. On enlève ensuite la partie (*strauss*) du déblai inférieure à la galerie (*fig.* 743), en réservant seulement deux piliers capables de soutenir la portion construite de la voûte. Enfin l'on établit une voie de fer

Fig. 742.

pour transporter à pied d'œuvre, en wagonnets, ce qui ne se faisait, avant l'enlèvement du strauss, qu'à la brouette, procédé plus dispendieux et encombrant.

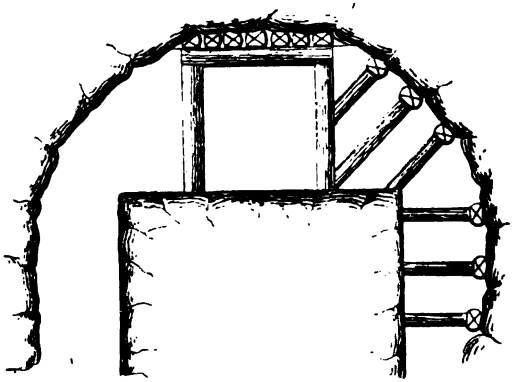
Fig. 743.



On construit les pieds-droits verticaux ou courbes, par portions assez petites pour que la maçonnerie puisse se soutenir en porte-à-faux, ou sur de plus grandes longueurs à la condition d'avoir recours à des étais. La construction du radier suit lorsque, toutefois, il est nécessaire d'en établir un. On ménage au-dessus et sur les flancs de la voûte des caniveaux en pierre sèche pour amener les eaux, quand elles sont à redouter, dans les fossés ou dans une rigole centrale.

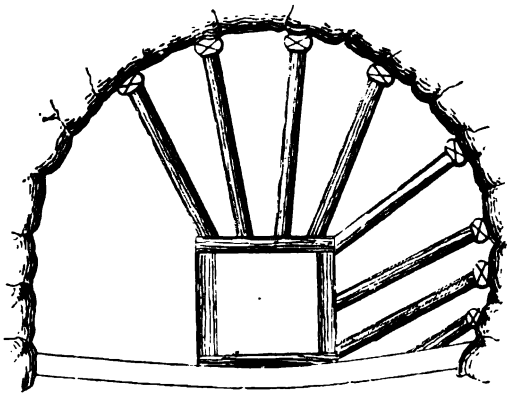
La variante représentée par la *fig.* 744, dite *méthode française*, quoiqu'elle ne soit pas appliquée en France, est moins avantageuse et présente plus de dangers.

Fig. 744.



2° *Méthode anglaise.* — Cette méthode doit surtout recevoir son application quand la méthode belge devient impossible,

Fig. 745.

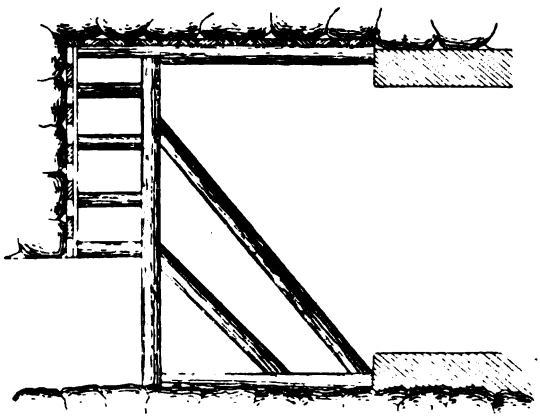


c'est-à-dire quand le sol est incapable de soutenir la partie supérieure de la voûte. La galerie d'avancement est à la base (*fig.* 745). Lors de l'élargissement, et quand cela devient néces-

saire, on soutient le terrain par des étais en éventail s'appuyant d'autre part sur les cadres.

Si le terrain est très-mou, on le soutient (*fig.* 746) par un

Fig. 746.



système de fortes pièces de bois légèrement cintrées au sommet (*bouclier*) et soutenues par des étais. L'*étape* ou *avancement* du bouclier varie entre $1^{m},50$ et 2 mètres.

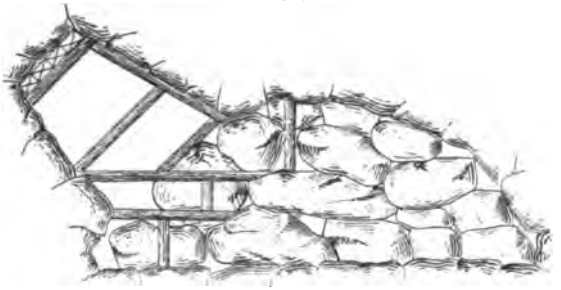
457. *Durée du percement.* — Généralement le front de la galerie d'avancement, quelle que soit la méthode adoptée, ne peut être attaqué qu'à la mine, et l'on est très-heureux alors quand on peut avancer de 12 à 15 mètres par mois.

458. *Puits intermédiaires.* — Si la longueur d'un souterrain doit dépasser 2000 mètres, la durée du percement, tel que nous l'avons compris jusqu'ici, serait trop longue. On fait alors, quand cela est possible, des attaques intermédiaires, après avoir creusé des puits semblables aux puits de mines.

459. *Accidents qui peuvent se produire.* — Il peut se produire des accidents qu'une étude géologique préalable n'aurait pu même faire prévoir, soit par exemple un délit (*fig.* 747); on

dégage alors la place autant que possible en arc-boutant le terrain comme on peut.

Fig. 717.



460. ***Prix de revient moyen du mètre courant d'un souterrain.***

(A) ***Souterrain à deux voies ouvert seulement par les têtes.***

(*a*)	Galerie d'avancement de 12 mètres carrés de section à 15 francs....	180fr	300fr
	Blindage.....	100	
	Frais divers.....	20	
(*b*)	Abatage en grand, 15 mètres carrés à 9 francs.....	135	160
	Blindage.....	25	
(*c*)	Construction de la calotte, cintres et parement compris : 7 mètres cubes de maçonnerie à 50 francs		350
(*d*)	Déblai du strauss, 25 mètres cubes à 9 francs (comme pour la calotte).....		125
(*e*)	Construction des pieds-droits :		230
	Déblais, 8 mètres cubes à 9 francs.	72	
	Maçonnerie, 5 mètres carrés à 25 fr.	125	
	Soutiens.....	33	
	Total.....		1265fr
	A valoir.....		35
	Total général.....		1300fr

(B) ***Souterrain avec puits auxiliaires.*** — La dépense, qui

augmente avec le nombre des puits, s'élève moyennement de 1600 à 1700 francs, mais peut atteindre 2600 francs.

461. *Hauteur à partir de laquelle on devra avoir recours aux souterrains.* — La limite de cette hauteur sera déterminée par la condition que le prix du mètre courant soit le même en tranchée et en souterrain.

Soient

4 francs le prix du mètre cube de déblai en tranchée;
10 mètres la largeur de la tranchée à la base;
x la hauteur cherchée.

En admettant des talus de $\frac{1}{2}$, le prix du mètre courant sera $4^{fr}\left(10+\frac{x}{2}\right)x$.

Pour l'ouverture simple par les têtes, nous admettrons que cette valeur est 1500 francs, au lieu de 1300 francs, comme nous l'avons indiqué plus haut. On déduit de là $x=19^{m}$. Si l'on se sert de puits, on a $x=31^{m}$, en supposant que le prix du mètre courant soit de 1700 francs.

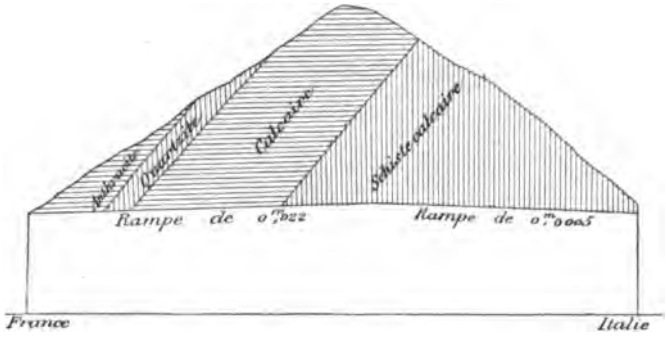
Mais ces chiffres s'effacent devant les suivants.

462. *Tunnel du mont Cenis.* — Ce tunnel relie la vallée de l'Arc (France), près de Modane, à la vallée de la Doira (Italie), près de Bardonnèche. Sa longueur est de 13 kilomètres. On a dû, par suite de difficultés de terrain, construire en courbe les extrémités du tunnel pour pouvoir raccorder les lignes française et italienne. Mais l'alignement a été fait, comme si les raccordements ne devaient pas exister; il a été continué rectilignement sur les côtés jusqu'à deux fausses têtes, où le chemin de fer ne passe pas en réalité. L'exécution des raccordements s'est effectuée dans les conditions ordinaires. La distance des fausses têtes est de 12220 mètres; les altitudes des têtes française et italienne sont respectivement 1202 et 1335 mètres, d'où une différence de 133 mètres.

Pour éviter des épuisements difficiles, au lieu de donner une pente uniforme de 11 millimètres, on a surélevé le point central au-dessus de la tête orientale, ce qui a donné pour la

moitié française une rampe de $0^m,022$ et pour l'autre moitié une pente de $0^m,0005$.

Fig. 748.



On a traversé (*fig.* 748), en partant de Modane, les couches suivantes :

	m
Anthracite	1500
Quartzite	500
Calcaire	3000
Calcaire schisteux	7000
Total	11000

A part la couche, d'ailleurs peu importante, de quartzite, on n'a eu affaire qu'à des terrains de dureté moyenne.

L'alignement a été fait sur un plan dressé à la suite d'une triangulation très-exacte.

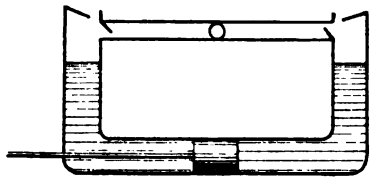
Il ne fallait pas songer à foncer des puits de 1000 mètres de profondeur au milieu des neiges. D'autre part, en attaquant seulement par les têtes, d'après les procédés connus, la durée du travail aurait été de cinquante ans. Enfin le mode d'aérage ordinaire aurait été insuffisant dans les deux galeries de 6 kilomètres de longueur.

On a vaincu les difficultés : 1° en comprimant de l'air et l'emmagasinant; la force motrice a été fournie par les torrents; 2° en envoyant cet air au front de taille pour faire fonctionner des machines perforatrices et produire l'aérage.

Le premier point a été réalisé au moyen de pompes à double

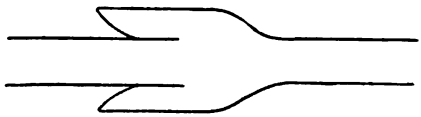
effet (*fig.* 749), mues par des roues hydrauliques et communiquant avec un réservoir où la pression était réglée à 5 atmosphères.

Fig. 749.



La transmission de l'air a eu lieu par des tuyaux en fonte (*fig.* 750), reposant sur des rouleaux reliés par des cuirs, emboutis de manière à permettre les effets de dilatation sans qu'il se produise des fuites.

Fig. 750.



Les machines à forer étaient semblables à de petites machines à vapeur; on les réglait de manière que le choc de l'outil eût lieu à la fin de la détente, pour que le mouvement fût renversé immédiatement après. Le fleuret était, en outre, animé d'une rotation produite par une action intérieure, pour l'empêcher de s'engager dans le trou. L'avancement de la machine avait lieu au moyen d'une crémaillère que la tige du piston faisait mouvoir d'un cran chaque fois que l'amplitude de l'oscillation de la tige atteignait une certaine limite.

On plaçait huit ou dix machines sur un chariot sur rails. Chaque machine perçait dix trous en six heures. Le complément de quatre heures de la journée était absorbé par le bourrage, l'explosion et le nettoyage. En cas d'insuffisance de l'air d'échappement, on ouvrait un robinet pour se débarrasser des gaz méphitiques.

Le travail a duré treize ans et le tunnel a été inauguré le 16 octobre 1871.

463. *Tunnel du Saint-Gothard.* — Ce tunnel, dont les têtes sont près d'Andermatt et Airolo, a 14900 mètres de longueur. Les pentes sont faibles de part et d'autre. A quelques détails près, les machines-outils étaient semblables à celles du mont Cenis.

464. *Clôtures.* — L'article 30 du cahier des charges porte que : le chemin de fer sera séparé des propriétés riveraines par des murs, haies, clôtures dont le mode et les dispositions seront autorisés par l'Administration.

On emploie les *clôtures sèches* pendant une dizaine d'années après l'ouverture de la ligne, en attendant qu'une haie d'aubépine ait poussé. Une pareille clôture est formée d'échalas espacés de $0^m,40$ à $0^m,45$, reliés par une latte ou un fil de fer. On la renforce souvent, de 2 en 2 mètres, par des poteaux. Le prix du mètre courant est de $0^{fr},60$.

La haie, ou *clôture vive,* se plante à $0^m,50$ en arrière et coûte $0^{fr},35$.

La dépense des deux clôtures, sèche et vive, y compris l'entretien, s'élève ainsi à 1 franc environ. Par suite des inégalités du sol, on compte sur 1200 mètres de clôture par kilomètre.

465. *Acquisitions de terrain.* — A chaque kilomètre correspond une superficie de 3 hectares. L'hectare coûte de 2000 à 4000 francs; mais la dépense est augmentée de 50 pour 100, en raison des indemnités que l'on doit payer pour dépréciation et dommages.

Dépense approximative moyenne relative à la construction d'un kilomètre de plate-forme.

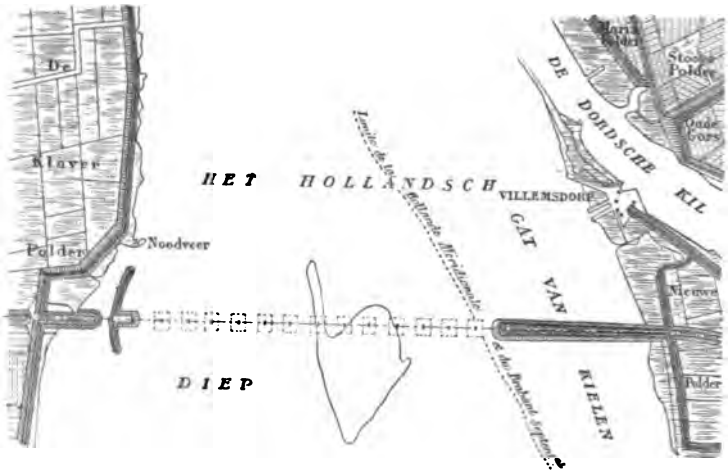
Articles.	Chemin présentant une difficulté ordinaire		Chemins faciles	
	à deux voies.	à une voie.	à deux voies.	à une voie.
	fr	fr	fr	fr
1° Frais généraux....	10000	9500	8000	8000
2° Terrains.....	18000	16000	18000	16000
3° Terrassements....	60000	48000	40000	30000
4° Ouvrages d'art....	40000	30000	25000	19000
5° Clôtures.....	2400	2400	2400	2400
	130400	105900	93900	75400

Lorsque l'on veut porter une ligne d'une voie à deux, il faut compter que la dépense primitive est doublée, en ce qui se rapporte aux acquisitions de terrain et aux ouvrages d'art.

§ VI. — *Annexe au Chapitre XI du Tome VI, relatif aux ponts métalliques.*

466. ***Pont sur le Hollandsch Diep*** (¹). — Le Hollandsch Diep (*fig.* 751) est un véritable bras de mer, dans lequel viennent se jeter une partie des eaux de la Meuse et du Rhin.

Fig. 751.



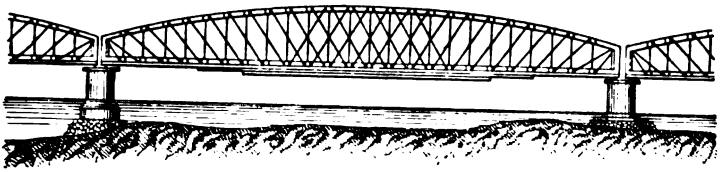
Plan général.

Sa pente est très-faible et l'amplitude moyenne de la marée, à 50 kilomètres de la côte, y est encore de 2 mètres, c'est-à-dire presque égale à celle qui se produit à l'embouchure même dans la mer du Nord. Les vents d'ouest y produisent une agitation considérable; les courants de flot et de jusant y sont

(¹) Cet article, comme le suivant, est extrait d'une Notice de M. Croizette-Desnoyers, inspecteur général des Ponts et Chaussées, sur les travaux publics en Hollande (1874).

souvent très-forts, et il arrive parfois que, pendant l'hiver, le passage des bateaux est interrompu par les glaces.

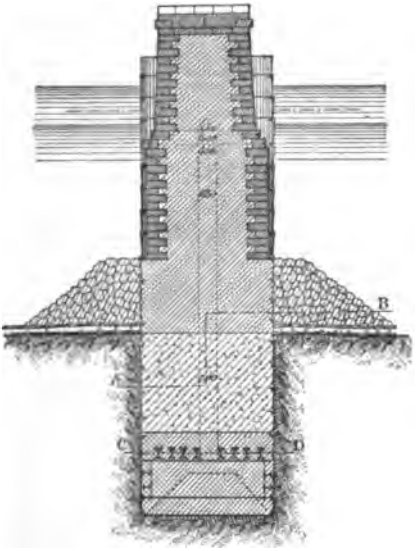
Fig. 752.



Élévation d'une travée.

L'établissement du pont dont il s'agit (*fig.* 752-779), reliant les deux tronçons du chemin de fer de Breda à Rotterdam (une voie unique), à 15 kilomètres environ au nord de la première

Fig. 753.



Coupe suivant l'axe de la voie de la pile n° 2.

de ces villes, à 2 kilomètres à l'est de Mœrdyck, à 1 kilomètre en amont du confluent du Dordsche Kil, présentait donc de grandes difficultés, qui ont été vaincues d'une manière très-heureuse.

Le pont, dont la longueur totale est de 1480 mètres, est formé de quatorze travées ayant chacune 105 mètres d'axe en

Fig. 754.

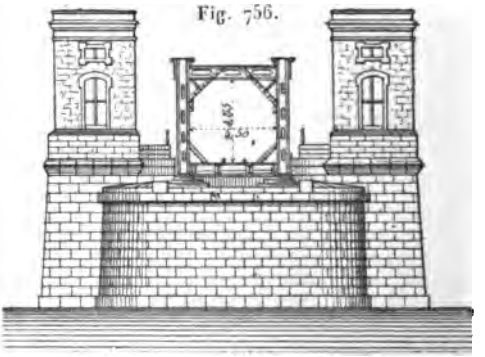
Coupe de la chambre de travail de fondation.

axe des piles; c'est le pont le plus long après celui de Montréal, au Canada, dont la partie métallique a 1977 mètres de longueur,

Fig. 755.

Élévation du pont tournant.

Fig. 756.



Culées du pont fixe. Élévation transversale.

mais qui ne renferme qu'une seule travée de 100 mètres, et dont les parois sont pleines.

Dans l'emplacement adopté, le Hollandsch Diep a respectivement pour largeur 2260 mètres à basse mer et 2536 mètres entre les digues qui limitent la haute mer.

Sur la dernière de ces distances, les ouvrages se trouvent ainsi répartis :

	m
Levée méridionale	232,00
Pont tournant (rive méridionale), piles et culées comprises.	64,00
Remblai entre le pont tournant et le pont fixe	71,50
Pont fixe, piles et culées comprises	1480,00
Levée septentrionale	689,00
Total	2536,50

Le pont fixe se décompose en :

	m
14 travées de 100 mètres d'ouverture	1400,00
13 piles de 5 mètres de largeur	65,00
2 culées de $7^{m},50$ chacune	15,00
Total	1480,00

Le pont tournant comprend :

	m
2 passages à 16 mètres chacun	32,00
1 pile	5,50
2 culées de $13^{m},25$ chacune	26,50
Total	64,00

Le plan de comparaison qui a été adopté se trouve à $0^{m},72$ au-dessus de la mer basse et à $1^{m},28$ au-dessous de la haute mer, ce qui donne une dénivellation totale de 2 mètres, comme on l'a dit plus haut; mais le niveau de la haute mer est notablement plus élevé dans les vives eaux, surtout par les vents de l'ouest.

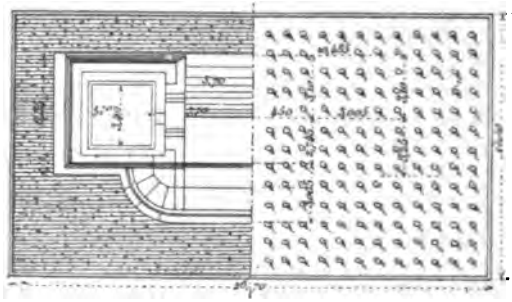
En partant du sud, le lit présente une première cavité dont la profondeur va jusqu'à 12 mètres et dont le thalweg correspond aux deux premières piles, en partant de la rive méridionale; le terrain se relève ensuite et vient affleurer le niveau de la basse mer entre la septième et la dixième pile; à partir de là, il se produit de nouvelles dépressions dont la profondeur ne dépasse pas la cote de 7 mètres jusqu'à la culée, mais qui aug-

mente jusqu'à 12m,33 dans l'emplacement de la première partie de la levée septentrionale, dont l'exécution a été rendue, par suite, difficile et coûteuse.

Le sol est formé de sable argilo-vaseux, dans lequel se trouvent accidentellement des amas d'argile.

Fondations. — En partant du sud, les trois premières piles ont été fondées au moyen de l'air comprimé et descendues aux cotes de 22 mètres pour les deux premières et de 18 mètres pour la troisième. Les caissons ont 16 mètres sur 7 mètres.

Fig. 757.



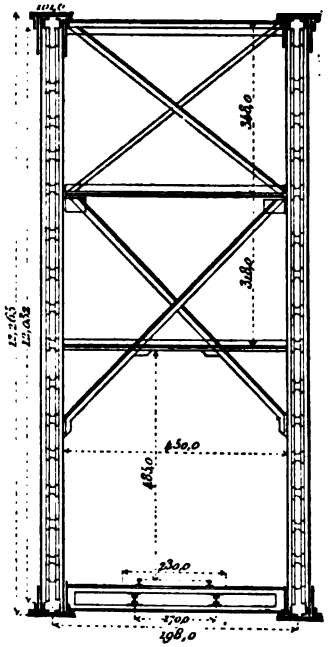
Plan supérieur et plan des fondations d'une culée.

Les autres piles et les culées ont été fondées sur pilotis. Les pieux sont distants, d'axe en axe, de 1 mètre dans un sens et de 0m,94 dans l'autre; les pieux ont été recépés en moyenne à la cote — 6m,25, et quelquefois à 9 mètres en contre-bas du niveau des hautes mers.

Les pieux (en pin ou sapin du Nord) ont 18 mètres de longueur et sont ronds ou carrés; les premiers ont 0m,32 de diamètre au milieu et 0m,23 à la pointe; les autres ont 0m,28 de côté au milieu et 0m,20 à la base; on en a employé 178 par pile.

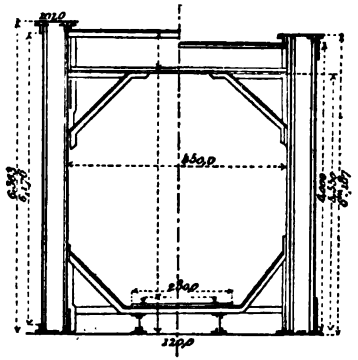
La fondation d'une pile consiste en un massif de béton de 5m,50 d'épaisseur et est enveloppée par une enceinte de pieux jointifs battus à la cote — 12m, de 0m,35 sur 0m,35 de section pour les intermédiaires et de 0m,25 sur 0m,35 pour ceux d'angle. Cette enceinte, ayant 51m,40 de développement, dépassant la face supérieure du béton, a formé un batardeau qui a

Fig. 758.



Section transversale d'une travée au milieu.

Fig. 759.



Section transversale d'une travée à l'origine.

permis de faire les épuisements avec une grande facilité. La

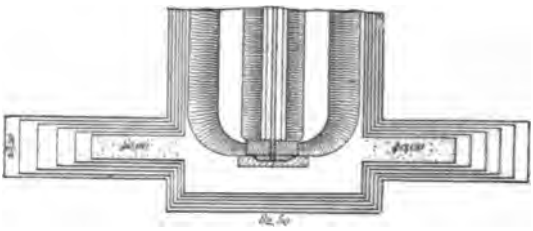
fondation est garantie : 1° par une plate-forme en fascines offrant une superficie de 2500 à 2800 mètres carrés, lestée par

Levée septentrionale.

Fig. 760.

Élévation de face.

Fig. 761.



Plan.

Fig. 762.

Section transversale pour une profondeur de 7 mètres au-dessous du plan de comparaison.

Fig. 763.

Section transversale
pour une profondeur de 11m,50.

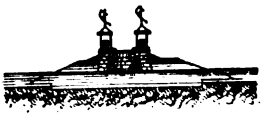
Fig. 764.

Élévation latérale.

une couche d'argile de 0m,10 d'épaisseur environ, recouverte par de forts moellons; 2° par des enrochements.

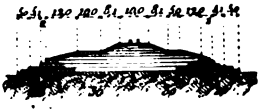
Levée méridionale.

Fig. 765.



Élévation de face.

Fig. 767.

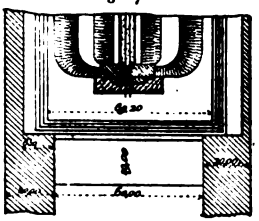


Section transversale.

Fig. 766.

Élévation latérale.

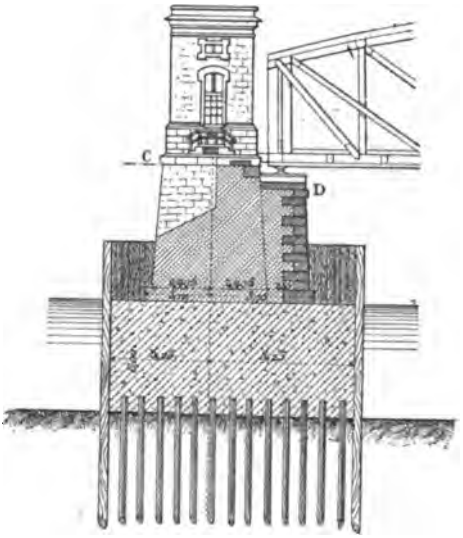
Fig. 768.



Plan.

Pour les culées et la pile du pont tournant on a pu, au

Fig. 769.



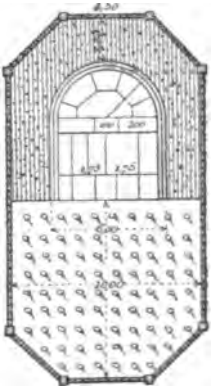
Coupe suivant l'axe du chemin de fer.

moyen d'épuisements, se dispenser de l'emploi du béton et asseoir directement les maçonneries à la cote — 4m,90.

Fig. 770.

Élevation de face.

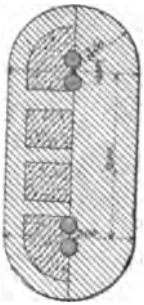
Fig. 771.



Plan supérieur et plan des fondations.

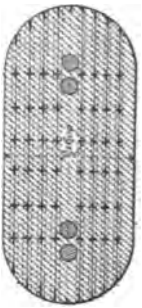
Maçonneries des piles et culées. — Les piles ont : 1m,6 d'épaisseur au niveau du socle et 5 mètres à la partie supé-

Fig. 772.



Coupe horizontale suivant AB de la *fig.* 753.

Fig. 773.

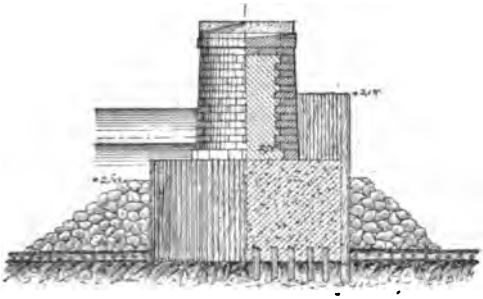


Coupe horizontale suivant CD de la *fig.* 769.

rieure; 15 mètres de longueur au niveau du socle et 14 mètres au sommet, y compris les avant et arrière-becs, qui sont circulaires. Les maçonneries et les chaperons sont respectivement

arasés aux cotes 5m,40 et 5m,80. Les parements, les chaperons et les sommiers destinés à recevoir les supports des poutres sont en pierres de taille. Chaque sommier se compose d'une

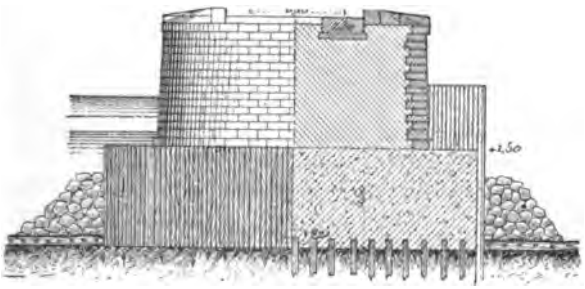
Fig. 774.



Élévation et coupe suivant l'axe du chemin de fer des piles nos 4 à 13.

assise de 2m,30 de largeur et de 0m,75 d'épaisseur, reposant sur une autre assise moins épaisse, mais dont la largeur a été portée à 2m,60 pour répartir la pression sur une plus large

Fig. 775.



Élévation et coupe transversale.

base. L'intérieur des maçonneries est en briques dures très-cuites.

Une culée se compose d'un parallélépipède rectangle auquel est adossée une demi-pile. La section rectangulaire, qui déborde de beaucoup celle de la demi-pile, a pour dimensions 21m,70 sur 6m,35 au niveau du socle et 20m,48 sur 5m,28

au sommet, d'où un fruit de $0^m,05$ par mètre. La partie rectangulaire supporte une maison de garde en briques, de $4^m,60$ de côté.

Les deux passages que recouvre le pont tournant ont 16 mètres de largeur au niveau des socles; la pile de ce pont a $5^m,50$ d'épaisseur au sommet, et chaque culée, construite avec évidements intérieurs, a $13^m,25$ de longueur. Cette grande longueur, relativement aux autres dimensions de l'ouvrage, a été donnée pour permettre l'établissement de talus doux pour les quarts de cône de remblai et pour augmenter la résistance à la poussée des terres, qui est toujours à craindre lorsque le sol est compressible et qu'il s'agit de fondations sur pilotis. La largeur des culées entre les murs de tête n'est que de $5^m,80$. Les maçonneries du pont tournant sont de même nature que celles du pont fixe.

On a employé, suivant la résistance à donner aux différentes parties de la construction, plusieurs sortes de mortiers, dont les compositions sont les suivantes :

Mortier de ciment : 1 de ciment de Portland, 2 de sable.
Mortier hydraulique très-fort (n° 1) : 2 de chaux (de Chaudfontaine, très-hydraulique), 1 de trass (pouzzolane d'Andernach, sur le Rhin).
Mortier hydraulique fort (n° 2) : 5 de chaux, 2 de sable, 1 de trass.
Mortier hydraulique (n° 3) : 5 de chaux, 3 de sable, 2 de trass.
Mortier pour les rejointoiements : 2 de ciment de Portland, 1 de sable.

La composition des bétons employés est la suivante :

Béton ordinaire : 6 de chaux, 5 de sable, 7 de trass, 18 de briques dures ou pierres cassées.
Béton pour le remplissage des cheminées des caissons : 1 de ciment de Portland, 5 de gravier.
Béton pour le remplissage des chambres de travail : 1 de ciment, 2 de sable, 4 de briques cassées.

Les prix payés pour maçonneries, en dehors des appareils à air comprimé, sont, par mètre cube :

	fr
Béton ordinaire immergé	25,51
Maçonnerie de briques dures très-cuites avec mortier de ciment	53,00

	fr
Maçonnerie de briques dures très-cuites avec mortier hydraulique (n° 1), selon la qualité de la brique	40,21 à 37,03
Maçonnerie semblable avec le mortier n° 2	36,00
Avec le mortier n° 3	36,51
Maçonnerie en pierres de taille avec rejointoiement en ciment de Portland	127,00

Les travaux à air comprimé ont été exécutés pour une somme fixe à la suite d'une adjudication; mais on a prévu, pour les ouvrages qui pourraient se trouver en excès, les prix suivants, qui se rapportent également au mètre cube :

	fr
Béton pour remplissage des cheminées	38,09
Maçonnerie de briques dans les chambres de travail	63,50
Maçonnerie de briques dans le caisson au-dessus des chambres de travail	53,00

Les prix payés par mètre cube de bois sont les suivants :

	fr
Chêne équarri et façonné pour les poteaux d'amarrage	212,00
Chêne scié à vives arêtes	159,00
Sapin équarri pour palplanches	105,80
Sapin scié à vives arêtes	116,40
Pin équarri	84,65
Pin scié à vives arêtes	95,25

Le mètre courant de pin pour pieux de 16 mètres de longueur a été payé 5^{fr},85; pour chaque mètre de longueur en plus, le prix a été augmenté de 0^{fr},42.

Lorsque les pieux n'ont pas été employés sur toute la longueur prévue, l'entrepreneur a subi une retenue de 2^{fr},12 par mètre linéaire de la partie recoupée.

Levées aux abords du pont et travaux de défense des culées. — Les terrassements des levées qui supportent la voie s'appuient sur deux massifs de plate-formes en fascines, qui prennent d'autant plus d'importance que la hauteur du remblai est plus considérable.

Les travaux de défense des culées en fascinages et enrochements sont semblables à ceux des piles.

La digue qui forme le chenal du pont tournant, qui a

354 mètres de longueur, est formée de fascinages revêtus de pierres et porte à son couronnement un chemin pavé en basalte. Le chenal a été dragué jusqu'à la cote — 5^m.

Les prix prévus par mètre cube pour les ouvrages dont il s'agit sont les suivants :

	fr
Déblai, fouille et chargement en bateau	0,19
Déblai transporté à 40 mètres de distance	0,15
Déblai, pour chaque 10 mètres de distance en plus jusqu'à 100 mètres	0,032
Déblai, au delà de 100 mètres, pour chaque 20 mètres en plus (1 mètre de hauteur est compté pour 20 mètres de distance)	0,021
Argile	2,12

En se plaçant à un autre point de vue, on a les éléments suivants :

	fr
1 mètre carré de plate-forme en fascines, de $0^m,30$ d'épaisseur, y compris l'argile	2,12
Et quand l'épaisseur est de $0^m,43$	2,34

Une tonne a été payée à raison de $7^{fr},94$ pour les pierres destinées aux enrochements et de $28^{fr},20$ pour le basalte.

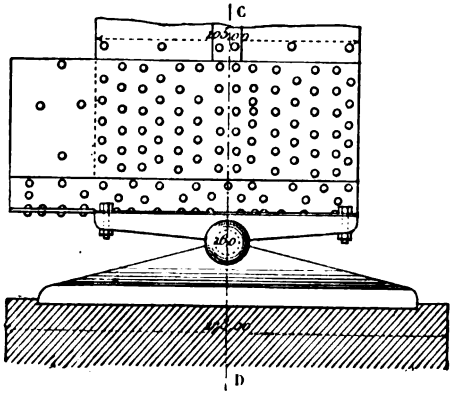
Des fermes. — Comme nous l'avons fait remarquer plus haut, le pont n'a été établi qu'en vue d'une seule voie, et chaque travée ne comporte, par suite, que deux fermes.

Toutes les travées sont indépendantes. Chacune des fermes est limitée à sa partie supérieure par un arc de cercle et à ses extrémités par deux verticales. Sa longueur est de $104^m,40$; sa hauteur, aux extrémités, qui reposent sur les piles ou culées, est de 6 mètres entre les cornières des plates-bandes et de $6^m,19$ en totalité; au milieu, les dimensions correspondantes sont $12^m,03$ et $12^m,27$.

Une ferme est double, et par suite chaque semelle comprend deux parties verticales de $0^m,60$ de hauteur, séparées par un intervalle de $0^m,50$, et qui sont fixées sur les lames horizontales par quatre fortes cornières. Les lames ont $1^m,01$ de largeur et $0^m,0115$ d'épaisseur; leur nombre, réduit à une sur les points d'appui, est porté à trois dans la partie centrale, couvre-

joints non compris. Les sections des semelles vont ainsi en augmentant depuis 450 centimètres carrés aux extrémités jusqu'à 655 centimètres carrés au milieu.

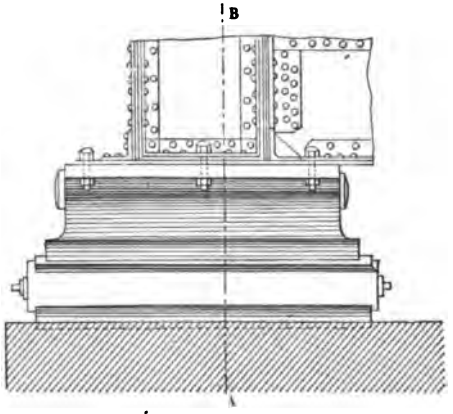
Fig. 776.



Élévation longitudinale d'un appareil de support des grandes poutres.

Un arc est réuni à la semelle correspondante par 26 fiches verticales équidistantes ($4^{m},10$), dont la section a la forme

Fig. 777.

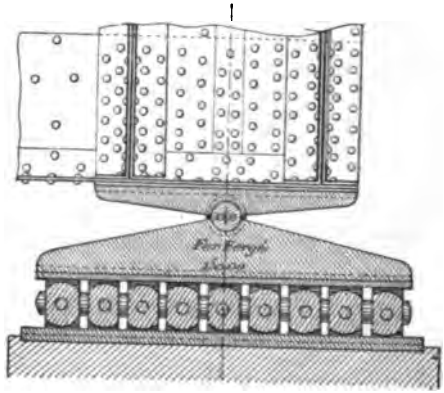


Élévation transversale.

d'un double T, et qui sont formées chacune d'une lame et de

quatre cornières. Les sections des fiches diminuent graduellement depuis chaque extrémité jusqu'au centre de la ferme,

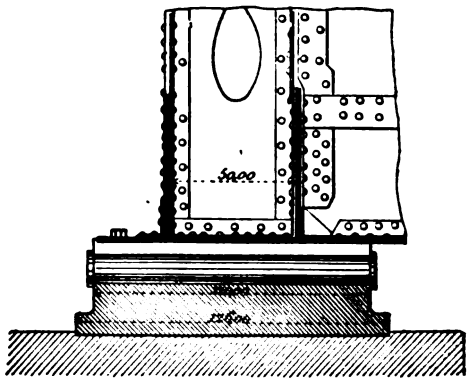
Fig. 778.



Coupe suivant AB (*fig.* 777).

c'est-à-dire de 145 à 55 centimètres carrés. La liaison est renforcée par deux systèmes de diagonales qui ne se croisent

Fig. 779.



Coupe suivant CD (*fig.* 776).

qu'au milieu entre les dixièmes fiches comptées à partir des deux extrémités.

La section de ces diagonales, qui est simplement rectangulaire, va en diminuant de 102 centimètres carrés jusqu'à 12 centimètres carrés.

Les deux fermes d'une travée laissent entre elles une largeur libre de $4^{m},50$, et, par suite, la distance entre leurs axes est de 5 mètres; elles sont entretoisées à l'aplomb des fiches. Les entretoises ont la forme d'un double T.

Les fermes sont, en outre, contreventées en haut et en bas dans le sens horizontal. Les contrevents sont plats, et leur section diminue depuis 49 centimètres carrés à chaque extrémité jusqu'à 8 centimètres carrés au milieu.

La hauteur des pièces de pont est de $0^{m},50$; celle des longerons qui sont placés directement sous les rails, de $0^{m},41$.

Le poids total de la superstructure est de 500 tonnes.

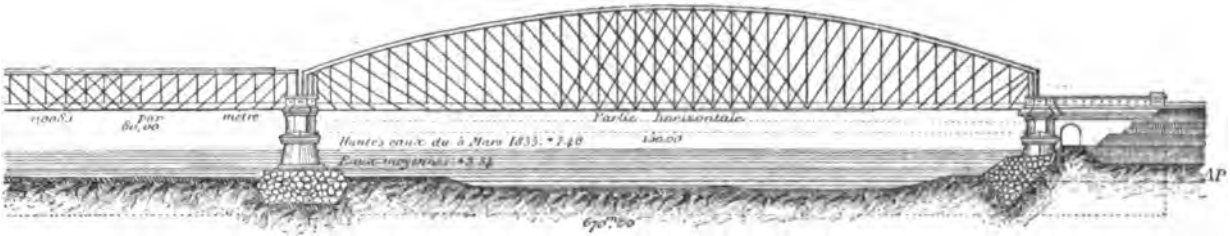
Un support de poutre (*fig.* 776 à 779) comporte une série de galets sur lesquels s'effectue la dilatation; la partie qui roule sur ces galets présente une section triangulaire, sur le sommet de laquelle vient s'adapter un axe horizontal autour duquel peut tourner la base de la poutre inférieure, base qui a elle-même une section triangulaire en sens inverse de la pièce qui recouvre les galets. Il résulte de cette disposition que la direction du poids d'une demi-travée passe constamment par le centre de gravité des supports, lors même que la travée fléchit sous le passage des trains.

Le mètre courant de la traversée entre les digues est revenu à 5125 francs.

La mise en place des fermes s'est effectuée à l'aide de pontons, en utilisant la haute mer.

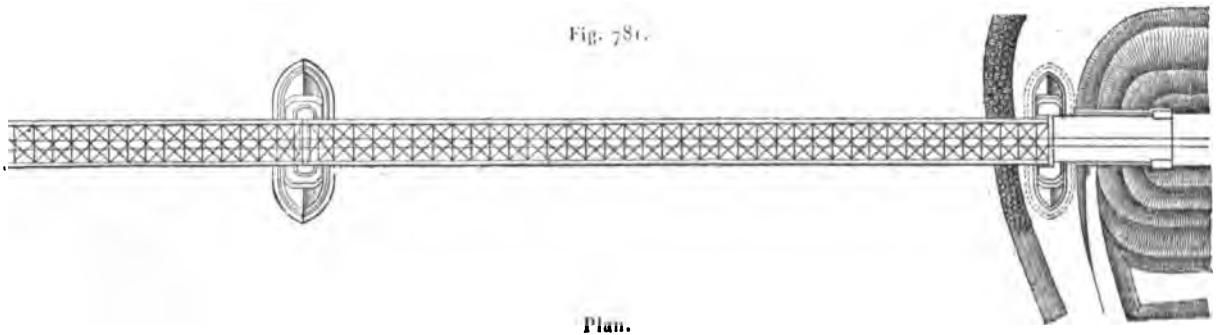
467. *Pont sur le Lek, près de Kuilenburg.* — Ce pont appartient à la ligne d'Utrecht à Liége (*fig.* 780 à 791) et se trouve un peu en aval du village de Kuilenburg. La rive gauche présente une courbe concave très-prononcée, contre laquelle passe le thalweg. Le lit des crues moyennes est compris entre cette rive et une première digue, qui en est éloignée de 240 mètres environ, et que surmontent les grandes crues. Ces crues sont limitées, sur la rive droite, par une digue insubmersible établie à 650 mètres environ de la première. Comme, dans cette se-

Fig. 780.



Élévation de la travée de 150 mètres.

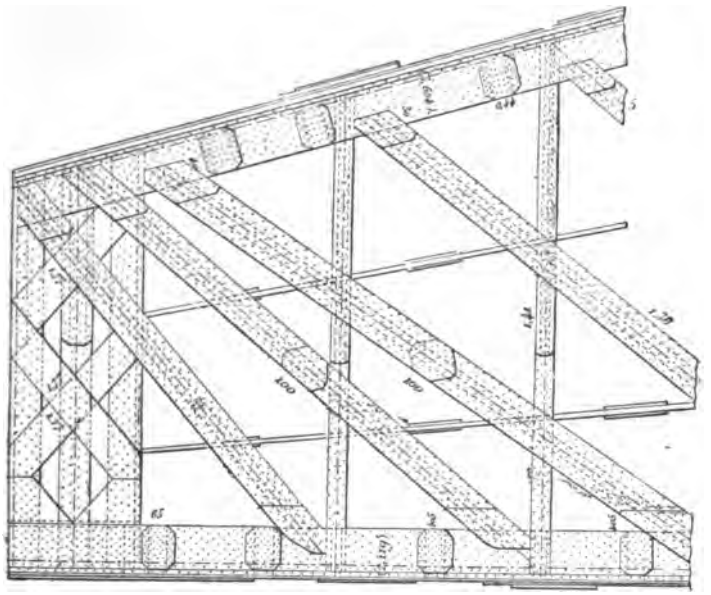
Fig. 781.



Plan.

conde partie, la vitesse de l'eau est faible, on a pu réduire le débouché à 399 mètres et la traverser au moyen de sept travées de 57 mètres chacune.

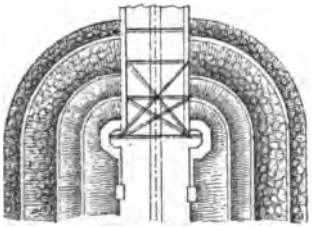
Fig. 782.



Détails des assemblages.

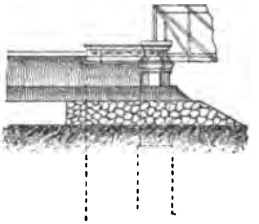
La traversée du lit normal s'est effectuée au moyen d'une

Fig. 783.



Plan de la culée rive droite.

Fig. 784.



Elévation.

travée circulaire de 150 mètres et d'une travée droite de 80 mètres.

Les longueurs des diverses parties du pont sont définies de la manière suivante :

	m
7 travées de 57 mètres	399,00
1 travée de	80,00
1 travée de	150,00
6 piles de 4 mètres d'épaisseur	24,00
1 pile de 5 mètres (n° 7)	5,00
1 pile de 7 mètres (n° 8)	7,00
Portée de la superstruction sur la culée, rive droite	1,75
» rive gauche	3,50
Excédant de longueur de la culée rive droite	9,71
» rive gauche	25,86
Longueur totale du pont	705,82

La hauteur de la grande travée est de 20 mètres au milieu et de 8 mètres aux extrémités.

La hauteur de 8 mètres est constante pour toutes les autres travées. A part la grande travée qui est en palier, le pont est en rampe de $0^m,0085$.

Le pont est construit pour deux voies et a $8^m,26$ de largeur entre les grandes poutres de tête. La distance d'axe en axe de ces poutres est de $9^m,26$ pour la travée de 150 mètres, de $8^m,86$ pour travées de 80 mètres, de $8^m,73$ pour celles de 57 mètres, suivant l'épaisseur, qui diminue naturellement avec l'ouverture.

Fondations. — Les principales cotes de hauteur par rapport au plan de comparaison admis sont les suivantes :

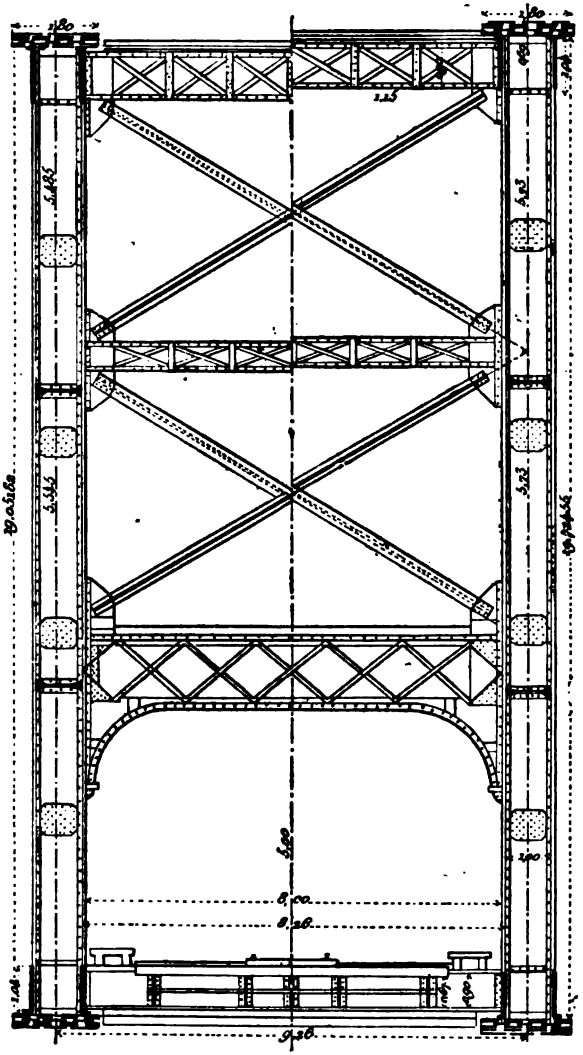
	m
Basses eaux	1,04
Eaux moyennes	3,34
Hautes eaux	7,46
Fond du lit de la rivière réglé à	—1,60
Terrain de la rive droite entre la culée et la rivière. $3^m,80$ à	4,10
Sommet de la digue submersible	6,00

Le niveau de la rive gauche est supérieur aux plus grandes crues.

Le lit de la rivière est formé d'un sable très-ferme, quoique

un peu argileux sur quelques points. Les fondations ont pu être ainsi établies sur des massifs de béton dans des enceintes.

Fig. 785.

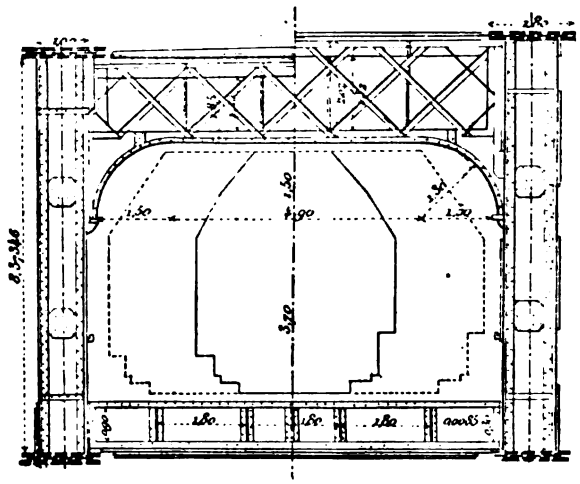


Section transversale devant la fiche n° 18.

Section transversale devant la fiche n° 19.

Le dessus de ces massifs a été arasé à la cote 3m,70 pour la culée de la rive droite, que nous prendrons pour point de départ, et pour les six premières piles. Pour la pile n° 7, qui est placée sur le bord du lit normal, le dessus du massif est arasé à 3 mètres. Pour la pile n° 8 et la culée gauche, le dessus des fondations est de 1m,34; pour les petites arches à la suite de cette culée, le béton est relevé jusqu'à la cote 3m,50. L'épaisseur des massifs varie de 3 à 3m,34 pour la culée gauche et les six premières piles; elle est de 4 mètres pour la pile n° 7, de

Fig. 786.



Section transversale à l'origine. Section transversale à la fiche n° 2.

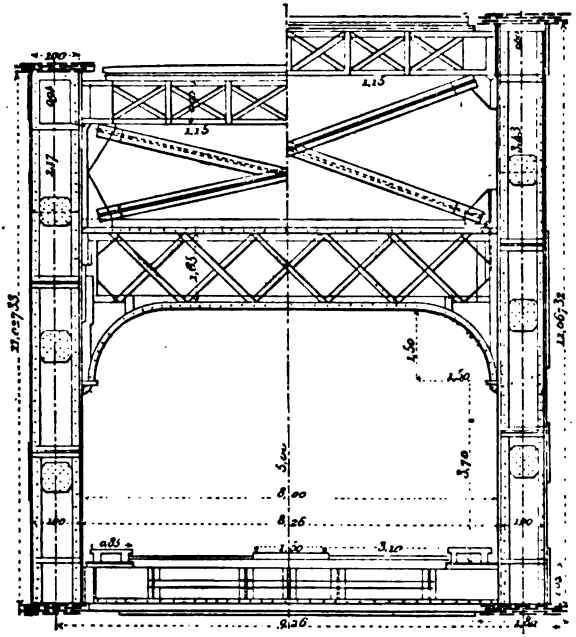
6m,50 pour la pile n° 8 et la partie antérieure de la culée gauche.

Les pieux d'enceinte descendent à — 1m,50 dans le premier cas, à — 3m,66 dans le deuxième, à — 9m,16 dans le troisième et enfin à — 1m,50 dans le quatrième.

Battage et recépage des pieux. — Pour la culée de la rive gauche et les piles nos 1 à 6, les pieux, qui étaient en sapin équarri, avaient 5 mètres de longueur et de 0m,15 à 0m,30 de côté. Ces pieux, au nombre de 1186, ont été battus en quatre

mois avec des sonnettes dont le nombre variait d'une à quatre ; les moutons pesaient de 400 à 515 kilogrammes, et la hauteur

Fig. 787.



Section transversale devant la fiche n° 3.

Section transversale devant la fiche n° 6.

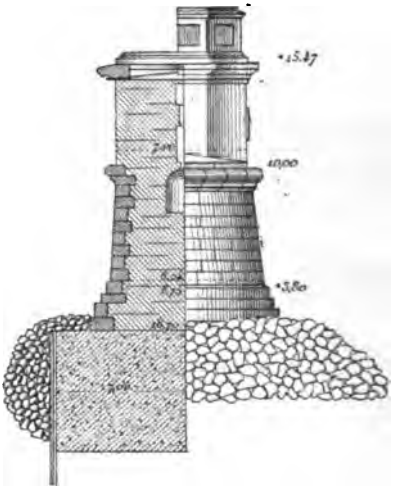
de chute était de 1m,30. On a obtenu ainsi les résultats suivants :

Enfoncement total par pieu	4m,27
» par 100 coups	0m,742
Temps employé pour le battage d'un pieu	1h47m
Nombre de coups par pieu	718
» par minute	7

Pour la pile n° 7, on a employé 208 pieux en sapin équarri,

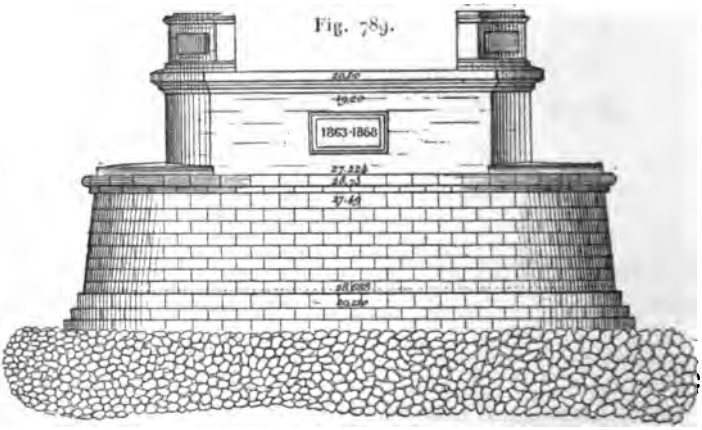
de 7 mètres de longueur et de $0^m,25$ à $0^m,30$ de côté, qui ont

Fig. 788



Élévation et coupe suivant l'axe du pont de la pile principale n° 8.

Fig. 789.

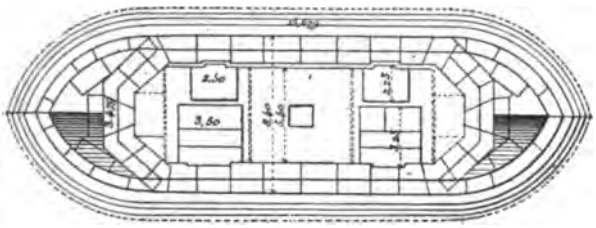


Élévation transversale.

été battus d'abord avec une sonnette ordinaire, dont le mouton pesait 488 kilogrammes. Pour accélérer le travail, on a recours

à une sonnette à vapeur, dont le mouton, pesant 1200 kilogrammes et tombant d'une hauteur de $0^m,60$, donnait un coup

Fig. 790.

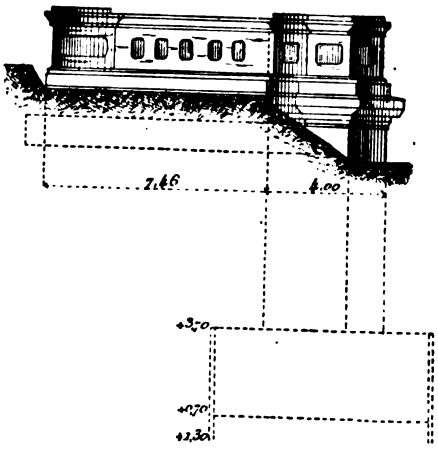


Plan de la pile.

par seconde. Par ce procédé, on a battu 198 pieux en moins de trois mois.

Pour la pile n° 8, on a battu 258 pieux de 14 mètres de lon-

Fig. 791.



Élévation de la culée de la rive droite.

gueur, de même section que les précédents, en quarante-sept jours, au moyen de deux sonnettes à vapeur.

Pour la culée de la rive gauche proprement dite, les pieux ont la même longueur et le même équarrissage que pour la pile n° 8; au nombre de 333, ils ont été battus également au moyen de deux sonnettes à vapeur. En quatre-vingt-sept jours, on a battu 295 de ces pieux.

Pour l'enceinte de fondation des petites arches à l'arrière de la culée de la rive gauche, on a employé 182 palplanches de 5 mètres de longueur, de $0^{m},30$ de largeur et de $0^{m},10$ d'épaisseur; le mouton, pesant 370 kilogrammes, avait $1^{m},20$ de hauteur de chute. La fiche des palplanches était de $3^{m},50$; le battage est revenu à $1^{fr},40$ par mètre linéaire de fiche.

Épaisseur des piles. — On a adopté la plus grande des épaisseurs déterminées par les deux méthodes suivantes :

1° Soient

h la hauteur de la pile jusqu'à 2 mètres au-dessus des plus grandes eaux;

d la distance des piles;

E l'épaisseur de la pile.

On a pris, d'après Becker (*Traité de la construction des ponts*), après avoir augmenté la constante, qui n'était que de 0,762,

$$E = 1,512 + 0,147h\sqrt[3]{\frac{d}{h}}.$$

2° Le calcul s'est effectué en admettant que l'on peut, pendant l'épreuve, faire supporter à la maçonnerie 10 kilogrammes par centimètre carré.

Maçonneries des piles et culées. — Les avant et arrière-becs sont allongés de manière à former brise-glace.

La pression exercée sur le sol par la maçonnerie a atteint au plus $3^{kg},19$ par mètre carré.

Les parements de la partie inférieure des piles et culées jusqu'au niveau des chaperons, les cordons, les sommiers, les plinthes et parapets sont en granit à petits grains. Le restant de la maçonnerie est en briques.

On a employé pour les fondations deux sortes de bétons, dont voici la composition :

	Nombre de parties. N° 1.	N° 2.
Chaux hydraulique de Tournai	10	6
Trass	3	7
Briques cassées	12	17
Gravier fin	6	»
	37	35

Le prix de revient du mètre cube de béton a été de $22^{fr},19$ pour le n° 1 et a varié entre $24^{fr},11$ et $26^{fr},75$ pour le n° 2.

On a employé, pour les maçonneries de briques, deux sortes de mortiers, savoir :

	Nombre de parties. N° 1.	N° 2.
Chaux hydraulique	5	5
Trass	2	2
Sable	3	2

Le n° 1 est revenu à $24^{fr},28$ le mètre cube, et le n° 2 à $25^{fr},99$.

Le prix de revient du mètre cube est de $14^{fr},90$ pour la chaux, $23^{fr},43$ pour le trass, $1^{fr},17$ pour le sable et $11^{fr},48$ pour la brique cassée.

Le prix du mètre cube de maçonnerie de briques donne lieu au sous-détail suivant :

	fr
665 briques à $26^{fr},625$ le mille	17,70
Main-d'œuvre	2,93
Faux frais et bénéfices (14 pour 100)	2,88
0,25 de mortier (à $25^{fr},135$ le mètre cube en moyenne)	6,28
Total	29,75

Le cube total des maçonneries de briques s'est élevé à 9800 mètres cubes, pour lesquels on a employé 6500000 briques. Celui du béton s'élève à très-peu près au même chiffre. Enfin on a employé 3168 mètres cubes de pierres de taille.

Superstructure de la travée principale de 150 mètres d'ouverture. — La longueur de chaque ferme est de 157 mètres,

et la distance entre les axes des appareils de support de 154^{m},40. Les trois fiches de chaque extrémité sont très-rapprochées et forment une partie presque pleine. Toutes les autres fiches sont uniformément espacées de 4 mètres d'axe en axe, et chaque compartiment est traversé par trois diagonales; ces diagonales ne se croisent que dans la partie centrale. Les plates-bandes des semelles sont formées seulement de deux lames de 0^{m},015 d'épaisseur au-dessus des points d'appui; mais le nombre des lames augmente successivement et se trouve porté à six au milieu, ce qui donne une épaisseur totale de 0^{m},09, non compris une dernière lame de 0^{m},013 d'épaisseur placée à l'intérieur, entre les cornières d'assemblage avec les lames verticales.

La largeur de cette dernière lame est donc inférieure à celle des autres, qui est de 1^{m},80.

Les parties verticales des semelles sont formées chacune par deux lames de 1^{m},04 de hauteur sur 0^{m},015 d'épaisseur, qui sont reliées aux plates-bandes par de fortes cornières; elles laissent entre elles un intervalle de 1 mètre qui détermine l'épaisseur de la ferme.

La section des fiches est celle d'un double T et va en diminuant, des extrémités à la partie centrale, de 1351 à 188 centimètres carrés; celle des diagonales, qui sont doubles, est un rectangle allongé, et décroît, à partir de la troisième diagonale jusqu'au milieu, de 222 jusqu'à 8 centimètres carrés.

Les deux fermes d'une travée laissent entre elles une largeur de 8^{m},26, ce qui donne 8 mètres de largeur libre entre les lisses des garde-corps qu'elles supportent à hauteur d'appui.

Les fermes sont reliées à leur partie inférieure par des pièces de pont de 0^{m},90 de hauteur, qui correspondent aux fiches. Les longerons ont 0^{m},40 de hauteur et sont espacés de 1^{m},80, l'écartement des traverses est de 1^{m},80. Le tablier est complété par un platelage en madriers de 0^{m},05 d'épaisseur, de part et d'autre de la voie, et par des plaques de tôle dans l'intérieur des rails. A 5 mètres au-dessus des rails, les fermes sont entretoisées au moyen d'une poutrelle horizontale à croisillons, dont la hauteur varie de 1^{m},65 à 2 mètres; à

mesure que l'on s'approche du centre, l'entretoisement est complété par une deuxième poutrelle horizontale et une croix de Saint-André, puis par une troisième poutrelle et une autre croix. Les contrevents, en haut et en bas, sont formés par deux cornières adossées formant de doubles croix. Le bombement attribué à la travée en cours d'exécution a été de $0^m,137$ au milieu.

Pour la travée principale, on a employé 2253725 kilogrammes de métal.

Poutres de la travée de 80 *mètres.* — La longueur totale de chaque poutre est de $85^m,50$ et la portée réelle de $83^m,50$.

Les deux premières fiches sont distantes de $1^m,50$ seulement d'axe en axe, la deuxième et la troisième de 3 mètres, et toutes les autres sont uniformément espacées de 4 mètres.

Le système est double, et, par conséquent, il n'y a que deux diagonales par compartiment; les diagonales ne sont croisées que sur une faible longueur au milieu. Les lames qui forment les plates-bandes des semelles ont $1^m,20$ de largeur sur $0^m,01$ d'épaisseur; elles sont au nombre de deux aux extrémités et de huit au milieu. Les parties verticales des semelles, séparées par un intervalle de $0^m,60$, sont formées chacune par deux lames de $0^m,70$ de hauteur sur $0^m,015$ d'épaisseur. Les sections des semelles varient de 596 à 1387 centimètres carrés. La section des fiches, qui est un double T, varie de 638 à 131 centimètres carrés; celle des diagonales, qui sont doubles, est rectangulaire et varie entre 153 et 20 centimètres carrés.

Le bombement donné à la travée en cours d'exécution a été de $0^m,067$.

Une travée correspond à 695612 kilogrammes de métal.

Poutres des travées de 57 *mètres.* — La longueur totale de chaque poutre est de $60^m,50$ et la portée réelle de $59^m,50$. Les deux premières fiches sont distantes de $0^m,50$ seulement; l'intervalle suivant est de $3^m,50$, et tous les autres de 4 mètres. Le système est double, comme pour la travée de 80 mètres; les diagonales ne sont également croisées qu'au centre. Les plates-bandes des semelles ont 1 mètre de largeur, comprenant aux extrémités deux lames de $0^m,01$ d'épaisseur et au

milieu quatre lames semblables; les parties verticales sont formées chacune d'une seule lame de $0^m,60$ de hauteur et de $0^m,017$ d'épaisseur. La largeur de la poutre est de $0^m,50$ et les sections des semelles varient de 402 à 657 centimètres carrés.

La hauteur des fiches est de $0^m,50$; leur section, qui est en double T, varie de 467 à 107 centimètres carrés; celle des diagonales, qui est rectangulaire, est comprise entre 97 et 11 centimètres carrés.

Tous les autres éléments sont les mêmes que ceux qui se rapportent à la travée de 80 mètres.

Pour une travée, on a employé 306590 kilogrammes de métal.

Appareils de support des poutres. — Ces appareils, analogues à ceux du pont de Mœrdick, qui ont à supporter des charges très-considérables, surtout pour la travée de 150 mètres, sont presque entièrement en acier; les éléments numériques qui s'y rapportent sont d'ailleurs consignés dans le Tableau suivant:

	Longueur suivant l'axe du point.	Diamètre de l'axe de rotation.	Diamètre des galets.
Travée de 150 mètres....	2,60	0,20	0,20
» 80 »	2,00	0,15	0,18
» 57 »	1,00	0,12	0,12

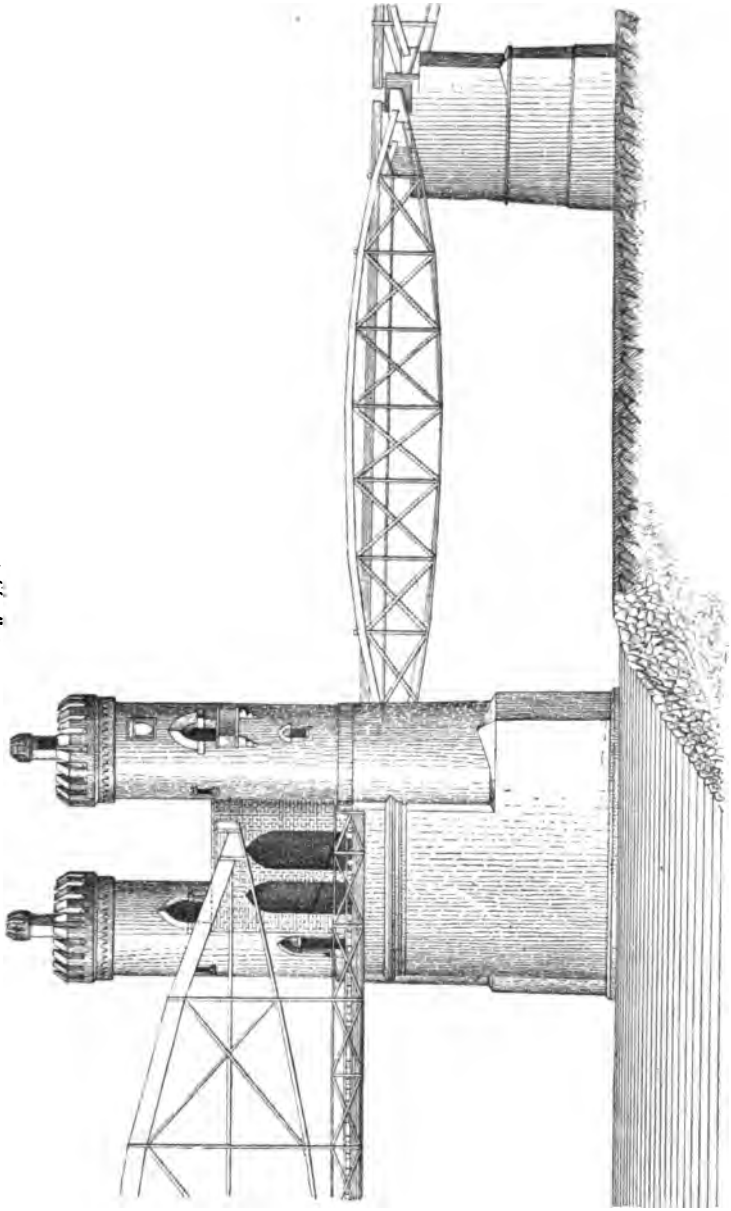
Levage. — Cette opération s'est effectuée au moyen d'échafaudages.

Quantité de métal employée. — Cette quantité s'élève à 5095467 kilogrammes, à laquelle il faut ajouter 11915 kilogrammes employés pour les chariots mobiles, appareils de compensation, etc.

Le prix de revient du mètre linéaire du pont s'est élevé à 5816 francs.

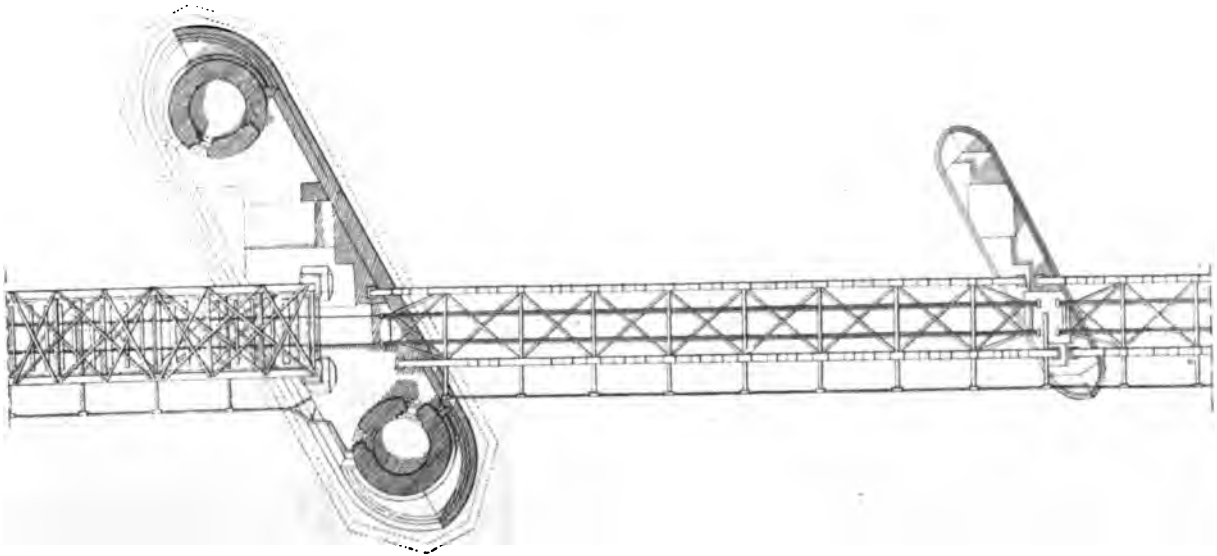
468. *Pont du chemin de fer de Mayence* (Mayence à Darmstadt) (*fig.* 792-796).— Ce pont, l'un des plus remarquables de l'Allemagne, construit d'après le système Pauli, a été livré à la circulation en 1862. Il se compose de quatre arches de $105^m,20$ d'ouverture chacune. Il se rattache à Mayence par un viaduc ne

Fig. 702.



Élévation au joint de la rive gauche.

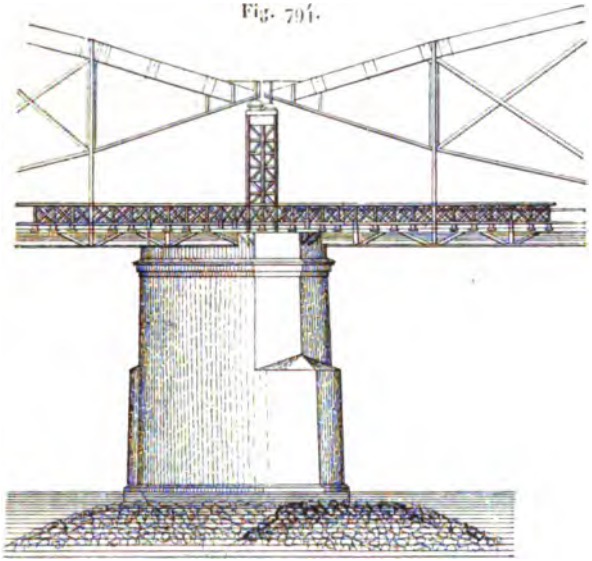
Fig. 793.



Plan (avec la suppression de la moitié de la voie).

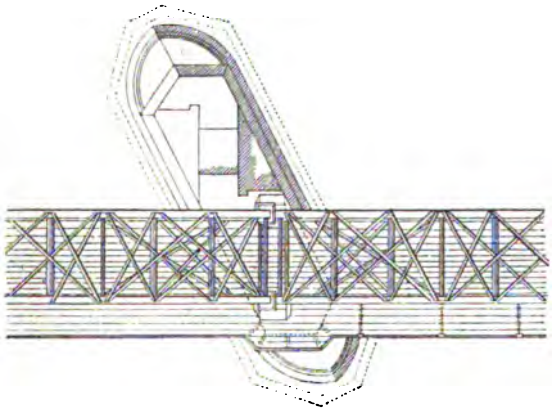
comprenant qu'une pile ; sur l'autre rive se trouve également un viaduc reposant sur vingt-sept piles. La longueur totale de

Fig. 794.



Élevation au joint d'une pile.

Fig. 795.



Montage au joint d'une pile. — Plan.

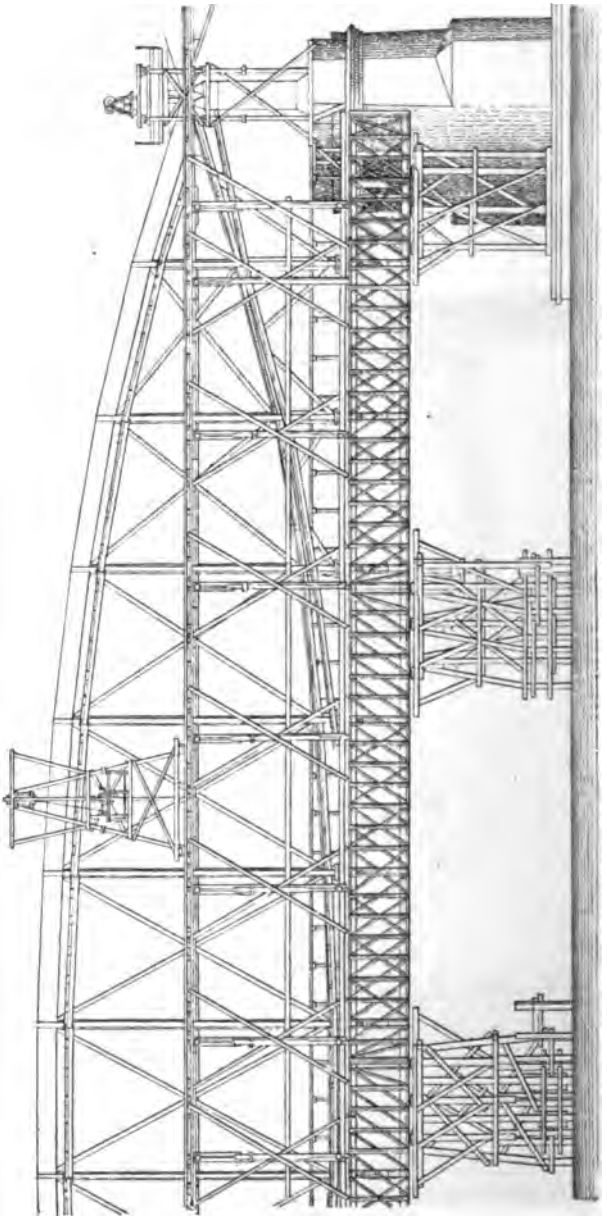


Fig. 796. Montage du pont (Élévation).

l'ouvrage est de 1 290 mètres. La voie est oblique et fait un angle aigu de 60 degrés avec l'axe des culées et des piles.

Deux portails très-élégants, en grès rouge, terminant le pont proprement dit, livrent chacun deux passages aux trains allant dans l'un et l'autre sens, qui circulent dans deux tubes distincts, contreventés en croix de Saint-André dans la partie courbe du plafond comme sous le tablier. L'intervalle entre chaque rail et la paroi la plus voisine du tube correspondant est de $1^m,50$. Le câble, si l'on peut s'exprimer ainsi, est formé de neuf lames de tôle de $0^m,015$ d'épaisseur. Sur les piles sont montés des portails ordinaires en fer.

Les moises pendantes ou fiches, au nombre de douze par travée, sont, entre le câble et l'arc, formées par l'assemblage de deux fers en double T, réunis par leurs patins intérieurs. Leurs prolongements en dessous du câble sont en croix de Saint-André. Les sabots terminaux d'une ferme sont en tôle; entre l'arc et le câble, le système est en croix de Saint-André. Deux petites portes, presque au joint des tours de chaque portail principal, permettent aux piétons de circuler sur deux passages latéraux en encorbellement, de $1^m,50$ de largeur.

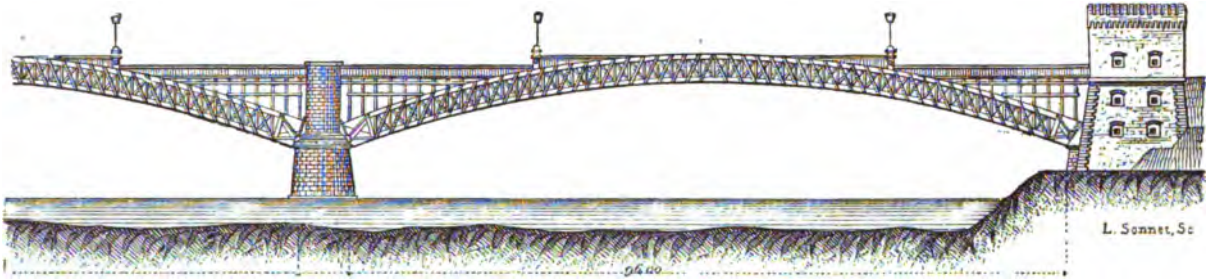
Chaque travée des viaducs est supportée par des poutres du système Pauli, faisant légèrement saillie au-dessus de la voie. Deux de ces poutres sont dans l'entre-voie, les deux autres à l'extérieur.

Les oscillations éprouvées par le pont sont très-sensibles lors du passage des trains. Les tangentes aux deux brins de câble situés de part et d'autre d'une fiche forment un angle appréciable.

469. *Pont sur le Rhin, à Coblentz* (*fig.* 797 à 804).— Cette construction, d'un très-bel aspect, fort bien exécutée, d'une grande solidité, est formée de trois travées de 96 mètres d'ouverture; les piles, dont la section est légèrement trapézoïdale, ont $7^m,90$ de largeur à la base.

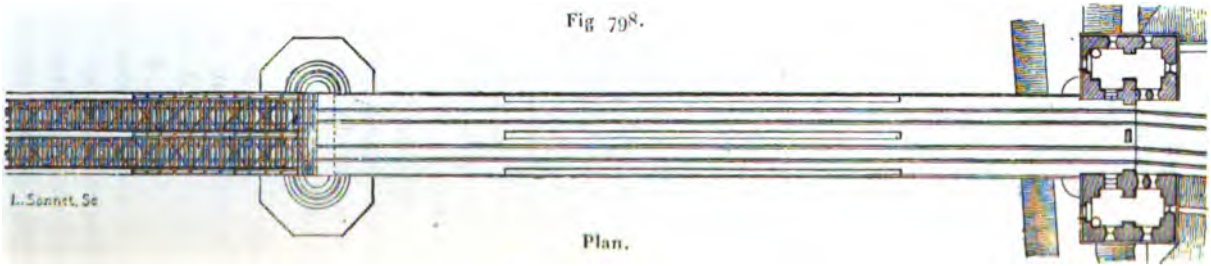
Chaque travée est formée de trois fermes circulaires identiques comme profil, deux latérales, et une au milieu qui sépare les deux voies du chemin de fer.

Fig. 797.



Élévation générale.

Fig. 798.

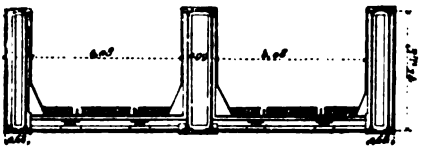


Plan.

Une ferme est formée de deux arcs dont la différence des rayons extrêmes est de $3^m, 14$ et dont la flèche est de 9 mètres.

Deux fers courbes en simple T, réunis par des feuilles de tôle, constituent un arc.

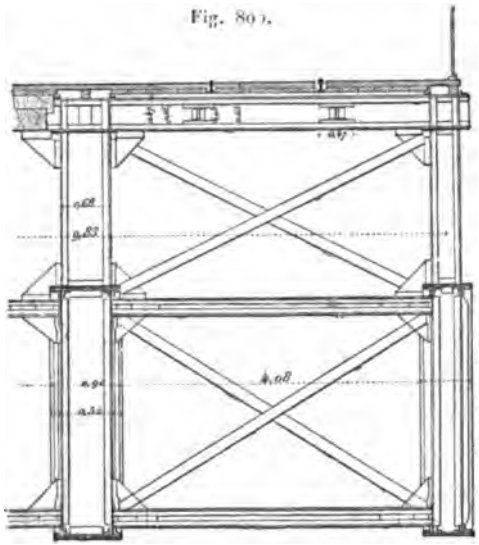
Fig. 799.



Coupe transversale au sommet.

Le tablier repose sur le sommet de l'arc inférieur et est relié aux deux arcs par cinquante-trois moises pendantes ou fiches,

Fig. 800.



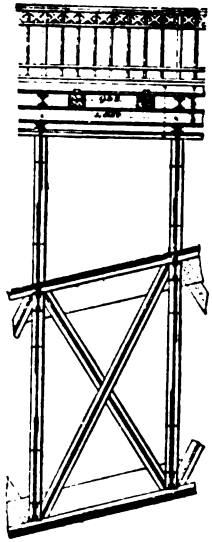
Demi-coupe transversale au joint d'une pile ou de culée.

intérieures à ces arcs, également espacées ($0^m, 50$ ou à très-peu près), et dont la section horizontale est en double T.

Enfin la solidarité entre les deux arcs est complétée de part et d'autre par deux systèmes de moises obliques, l'un intérieur

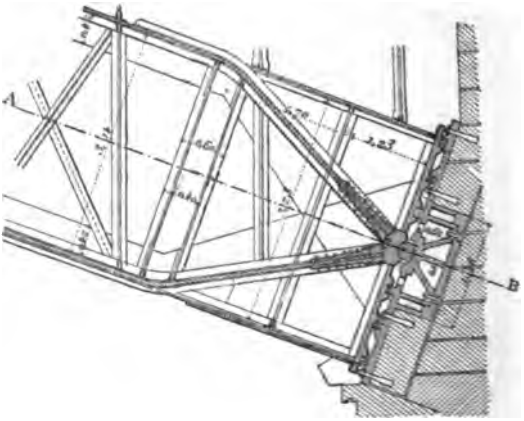
et l'autre extérieur; en projection sur le plan méridien du pont, les moises et les fiches déterminent des croix de Saint-André.

Fig. 801.



Coupe longitudinale partielle.

Fig. 802.



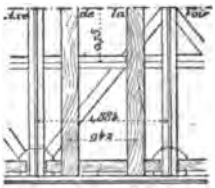
Coupe longitudinale du support de l'arc.

L'épaisseur totale des fermes extérieures est de $0^m,66$, celle de la ferme intérieure de $0^m,99$.

Deux fermes consécutives sont reliées par des croix de Saint-André, dont les fiches forment les côtés verticaux.

Les portions des fiches qui se trouvent en contre-bas du tablier sont reliées entre elles de la même manière de l'une à l'autre fiche.

Fig. 803.



Plan de la voie et du contreventement.

Fig. 804.

Coupe suivant AB (*fig.* 802).

La largeur dans œuvre du compartiment de chacune des voies est de $4^m,08$.

Le contreventement n'offre rien de particulier.

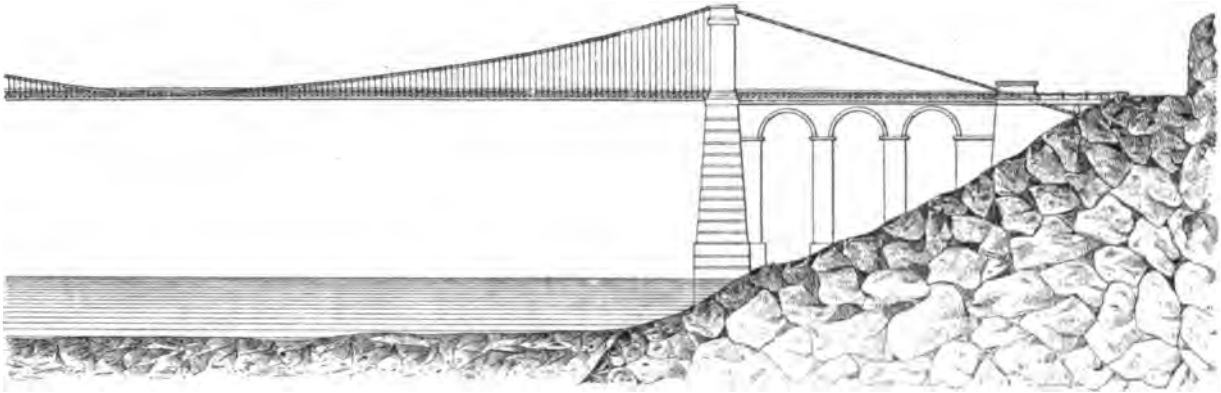
§ VII. — *Annexe au Chapitre XII du Tome VI, relatif aux ponts suspendus.*

470. ***Pont suspendu de la Roche-Bernard*** (***sur la Vilaine***). — Ce pont (*fig.* 805 à 808), par son ancienneté et sa hardiesse, est digne d'attirer l'attention de tous les ingénieurs [1].

---

[1] Il a été conçu et exécuté par feu Pierre Leblanc, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, qui, à ce sujet, a publié une Notice en 1841.

Fig. 805. — Élévation.



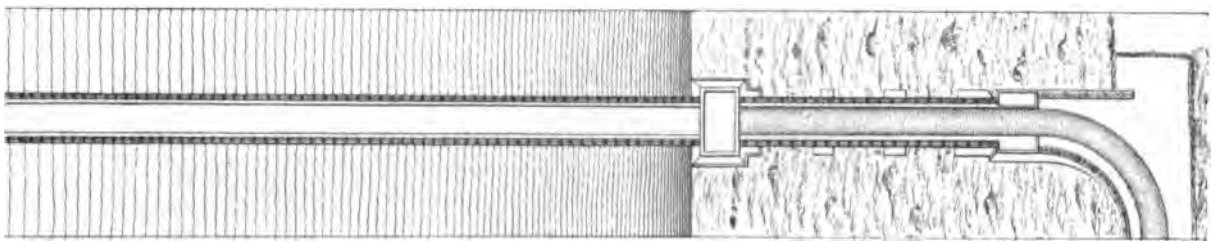
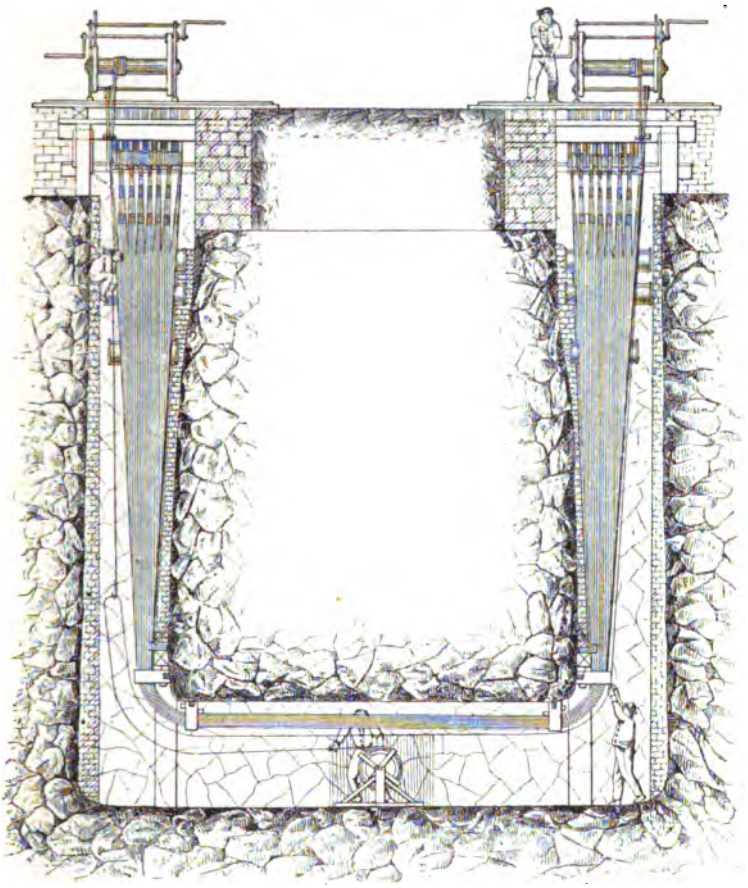


Fig. 806. — Plan.

L'ouverture mesurée d'axe en axe des piles est de 198m,27, la hauteur du tablier au-dessus de l'étiage de 35 mètres.

Le tablier est soutenu de part et d'autre par deux câbles,

Fig. 807. — Mise en place des câbles.



Élévation.

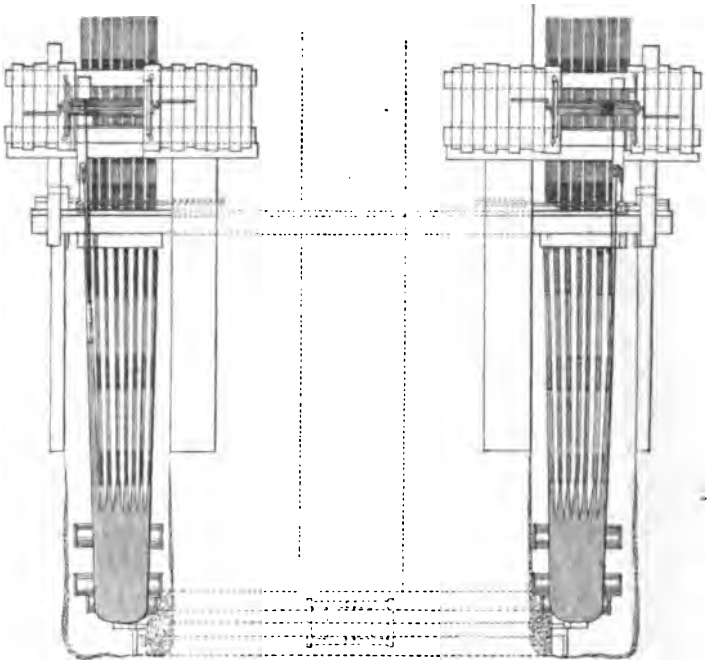
de 0m,17 de diamètre, et des tiges de suspension écartées de 1m,09, de 0m,04 de diamètre.

La flèche des câbles est de 15m,20.

Les câbles sont sans fin ; ils passent dans des puits verticaux et deux galeries horizontales, où ils sont soutenus par le rocher.

Les piles sont reliées à la terre d'un côté et de l'autre par

Fig. 808.

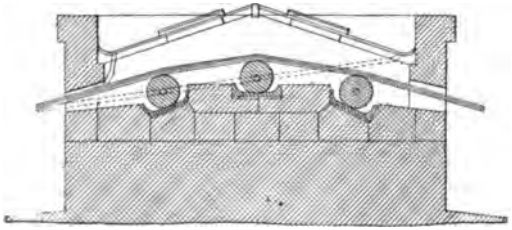


Plan de l'amarre.

un viaduc composé de trois arches de 5m,55 d'ouverture, terminé par une terrasse.

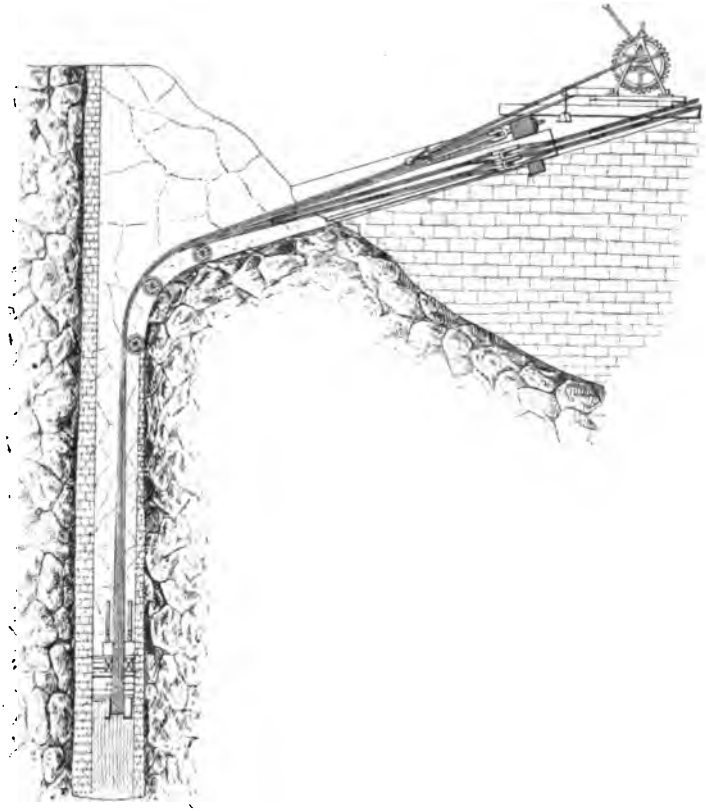
La longueur totale du pont jusqu'aux amarres est de 127 mètres.

Fig. 809.



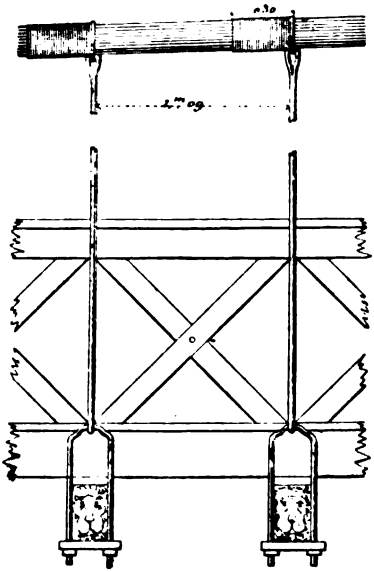
Rouleaux de support

Fig. 810.



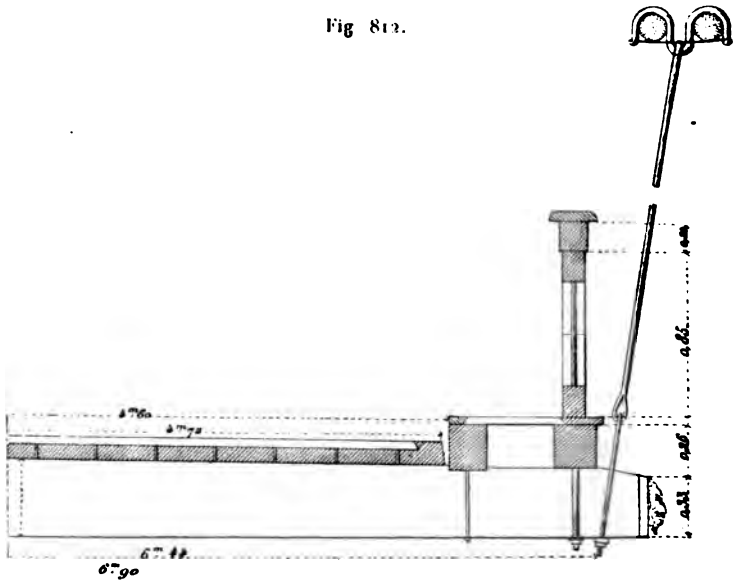
Coupe verticale de l'amarre et de la mise en place.

Fig.811.



Détail de la suspension.

Fig 812.



Demi-coupe en travers du tablier.

§ VIII. — *Ponts de bateaux pour la traversée des chemins de fer.*

471. *Pont de Maxau (Bade) à Maximilianxau (Bavière rhénane ou Palatinat), sur le Rhin.* — Ce pont, livré à la circulation à la fin d'avril 1866, ouvre le passage à deux voies charretières latérales, de $4^m,20$ chacune, et à une voie de fer située au milieu, dont la largeur est de $3^m,50$.

Il est supporté par trente-quatre bateaux déterminant douze travées. Les deux travées de rive, sur pontons avec chevalets, ont une longueur de $20^m,50$ chacune. Les bateaux de rive ont $22^m,50$ de longueur, $4^m,60$ de largeur, $1^m,40$ de hauteur dans œuvre et laissent entre eux un intervalle de $0^m,20$ à 2 mètres. Les chiffres semblables relatifs aux autres pontons sont 20 mètres, $3^m,70$, $1^m,40$ et $3^m,60$.

Les six travées qui peuvent s'ouvrir pour le passage des flottes et bateaux se décomposent ainsi :

2 de 21 mètres.....	42^m
2 de $12^m,50$...	25
2 de 21 mètres.....	42
	234^m

	Longueur de chaque rampe d'accès.	Longueur totale.
	m	m
Voie ferrée.....	61,80	362,80
Voûtes...	35,10	304,10

Les rampes d'accès sont soutenues par des chevalets écartés de $5^m,86$, au nombre de onze et de six respectivement pour la voie ferrée et les voies charretières.

La plus forte pente de ces rampes, qui correspond naturellement au plus bas étiage ($1^m,50$ en contre-bas de l'échelle bavaroise), est de $0^m,035$.

La voie ferrée est formée : 1° de deux longrines superposées, dont la section est carrée et a $0^m,24$ de côté, supportant les rails réunis par des éclisses; ces longrines doubles

Fig. 813. — Élévation aux abords d'une rive.

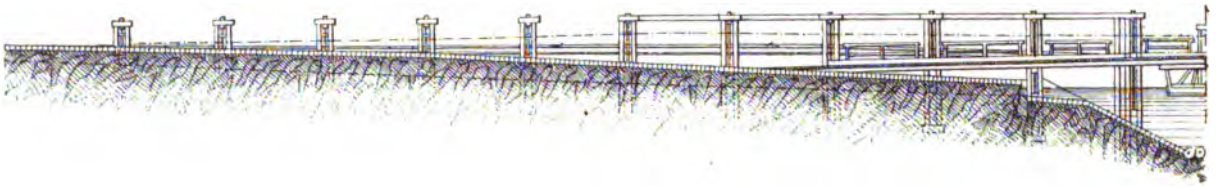
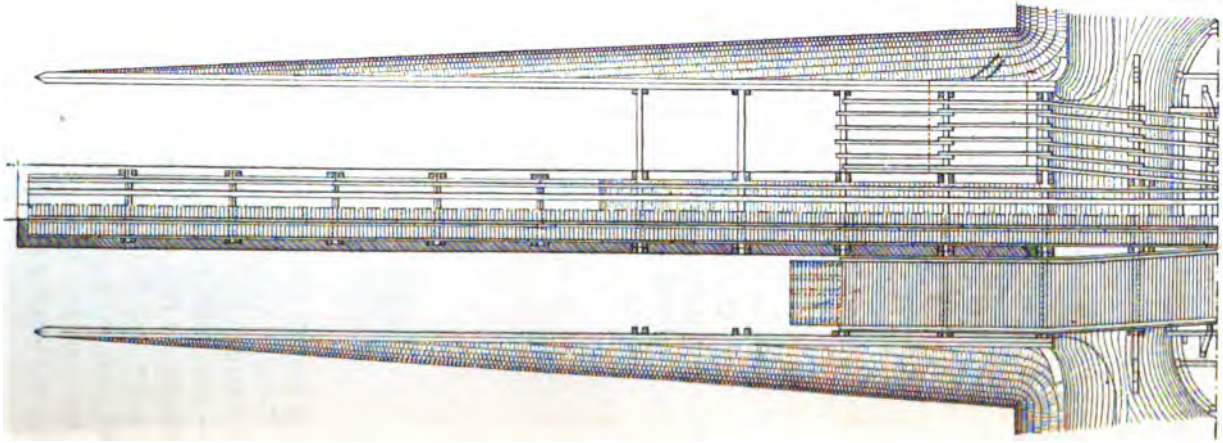


Fig. 814. — Plan.



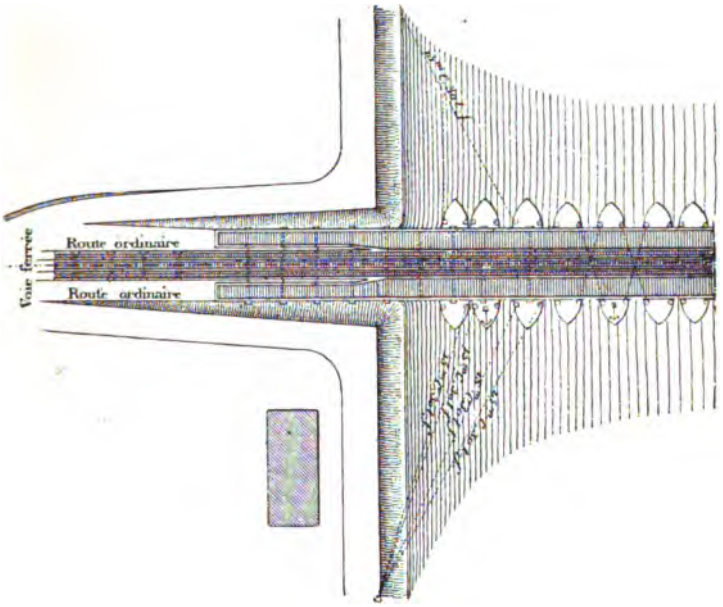
sont posées bout à bout au milieu des pontons et réunies par des armatures en fer; 2° d'un plancher de $0^m,06$ d'épaisseur.

Fig. 815.

Élévation générale partielle.

Chaque voie charretière est composée : 1° de deux longrines superposées, l'une de $0^m,24$ sur $0^m,24$, l'autre de $0^m,24$ sur

Fig. 816.



Plan.

$0^m,22$; 2° de quatre longrines simples de $0^m,22$ sur $0^m,20$, superposées seulement sur le ponton du milieu; 3° d'un plancher de $0^m,03$ d'épaisseur.

Aux travées de 152m,50, toutes les longrines embrassent les deux pontons. Aux travées de rive avec chevalets, les lon-

Fig. 817.

Coupe en travers au dernier chevalet fixé en terre.

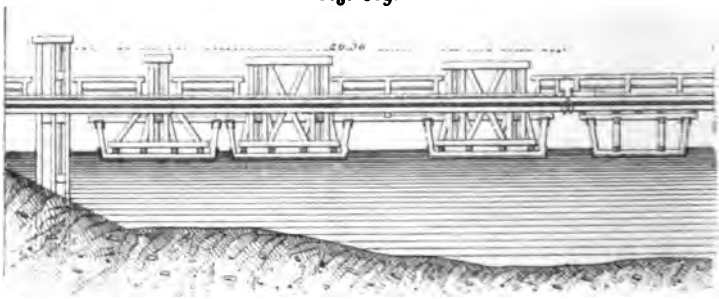
grines doubles arrivent jusqu'à la première poutre transversale du premier chevalet. De là, jusqu'à la première poutre trans-

Fig. 818.

Coupe en travers de la rampe d'accès.

versale du dernier chevalet reposant sur terre, on a employé une pièce courbe réunie, en forme de charnière, avec les

Fig. 819.



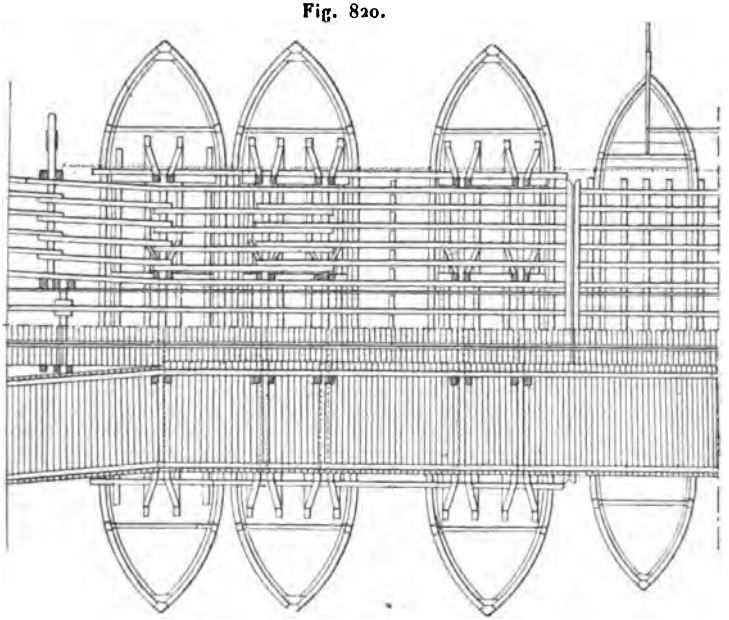
Coupe en long.

longrines voisines, afin d'éviter un changement trop fréquent

de la hauteur des rails sur les pontons des rives et de compenser la pente. Cette compensation est obtenue en faisant reposer les longrines sur la poutre transversale en tôle des chevalets de rive extrêmes, par l'intermédiaire de quatre ressorts semblables à ceux des véhicules des chemins de fer.

Le thalweg du Rhin se déplaçant annuellement, l'intérêt de la navigation et du flottage commandait une passe du côté bava-

Fig. 820.



Plan.

rois et une autre du côté badois. Chaque passe est composée de trois travées de 21 mètres, $12^{m},50$, 21 mètres; ouverture totale, $54^{m},50$. Les pontons de ces travées sont réunis par descroix de Saint-André et pourvus de crics pour soulever les ancres et d'un gouvernail. Pour faciliter l'ouverture du passage, la voie de la première travée de 21 mètres a un peu moins de longueur en amont qu'en aval.

L'accouplement des travées du milieu a été obtenu par quatre chaînes et par des bandages en fer, avec coins aux

longrines des rails et à vis de pression aux longrines des voies

Fig. 822. Coupe en long.

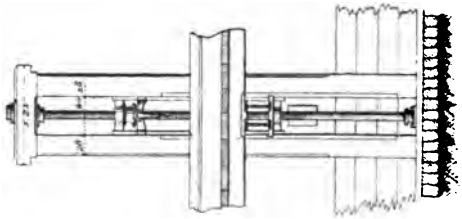
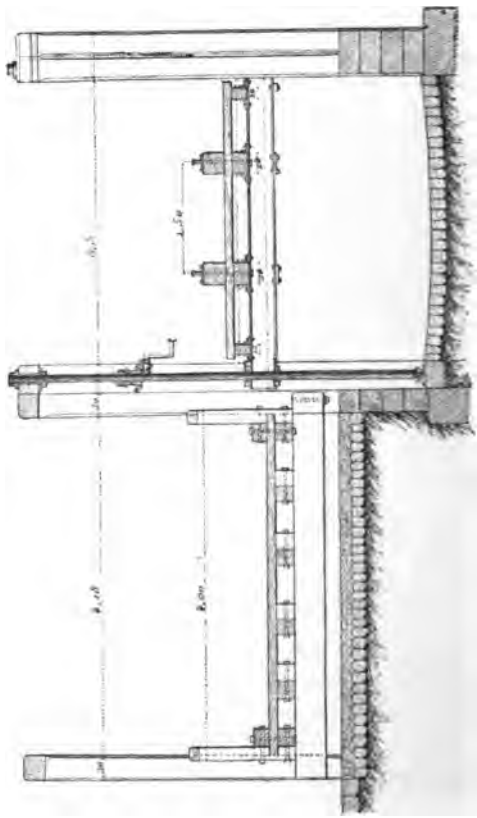
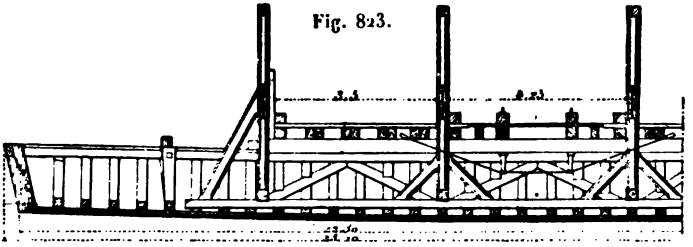


Fig. 821. Coupe des rampes d'accès en travers.



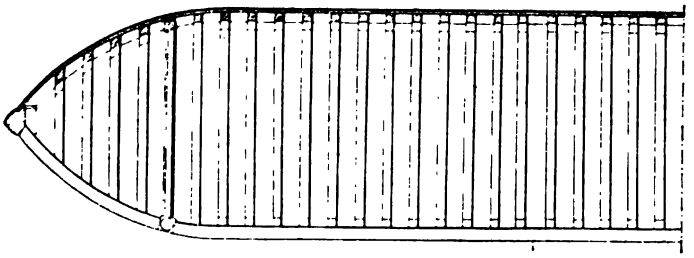
charretières; avec cette disposition, en desserrant les vis et coins, on peut enlever sur 3 mètres de longueur la partie supé-

Fig. 823.



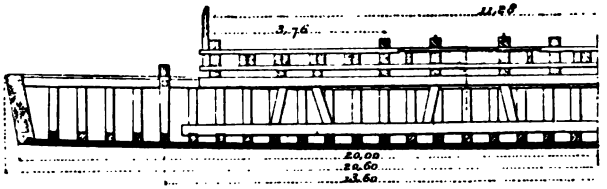
Coupe en long d'un bateau de rive à chevalet.

Fig. 824.



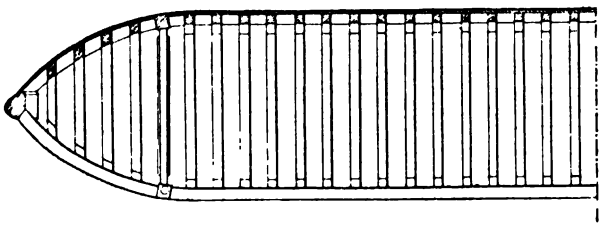
Plan.

Fig. 825.



Coupe en long d'un bateau de travée.

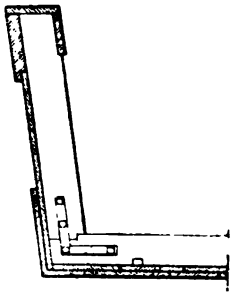
Fig. 826.



Plan d'un bateau de travée.

rieure des longrines. Sur cette dernière partie repose un rail de 3 mètres, relié aux rails voisins par des éclisses. En déga-

Fig. 827.



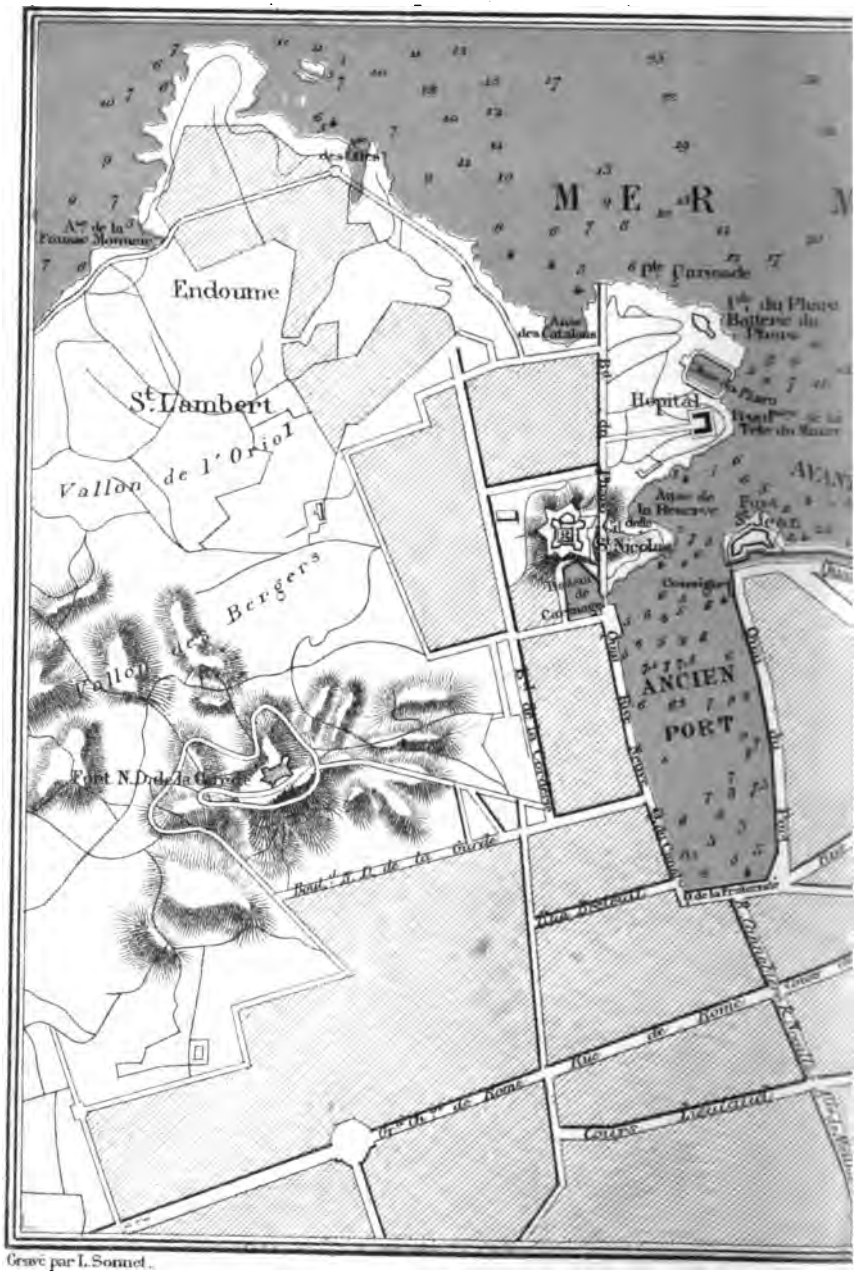
Demi-coupe en travers.

geant les vis des éclisses, on enlève le rail et la longrine supérieure; il suffit alors de décrocher les quatre chaînes ci-dessus pour disjoindre les travées.

FIN DU TOME SIXIÈME ET DERNIER.

Paris. — Imprimerie de GAUTHIER-VILLARS, quai des Augustins, 55.

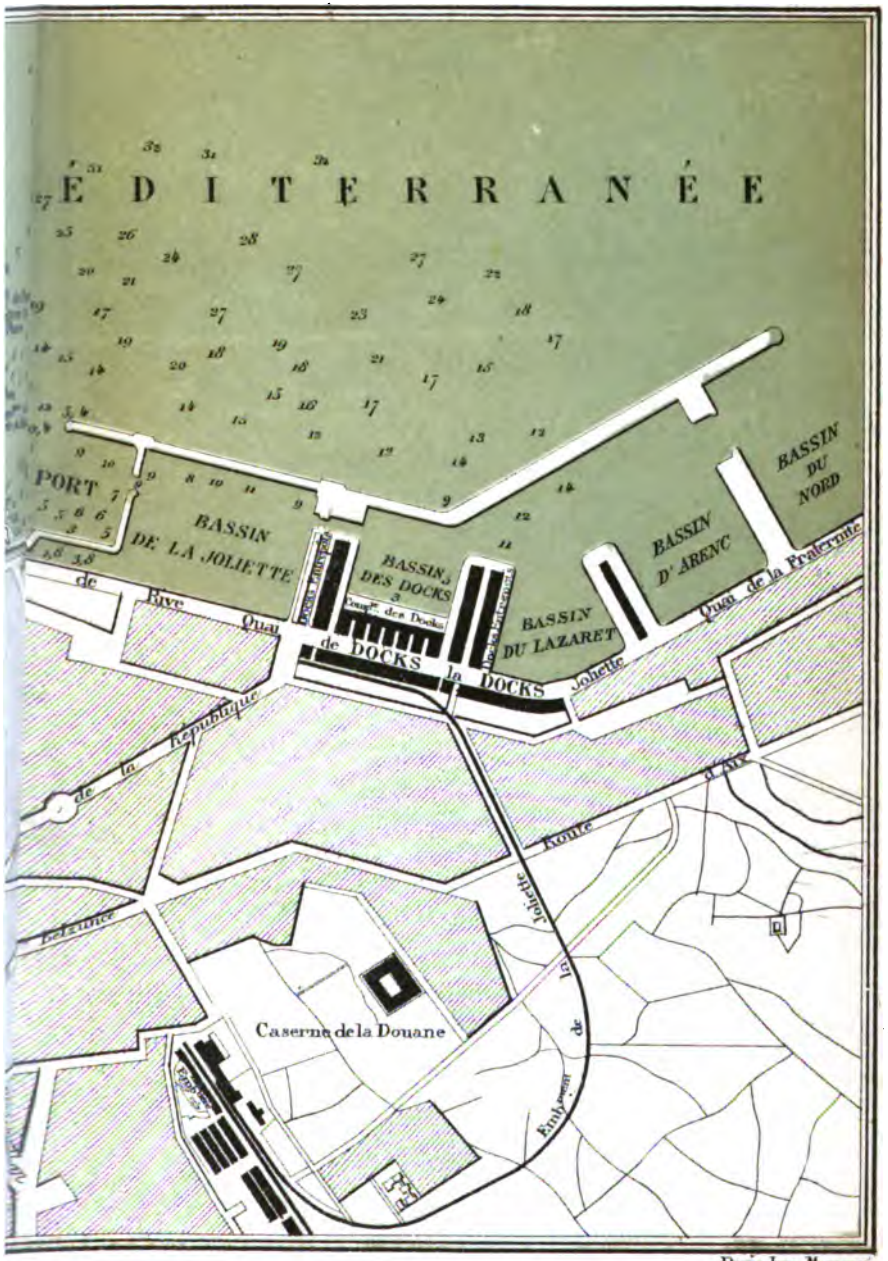
PLAN DU POR



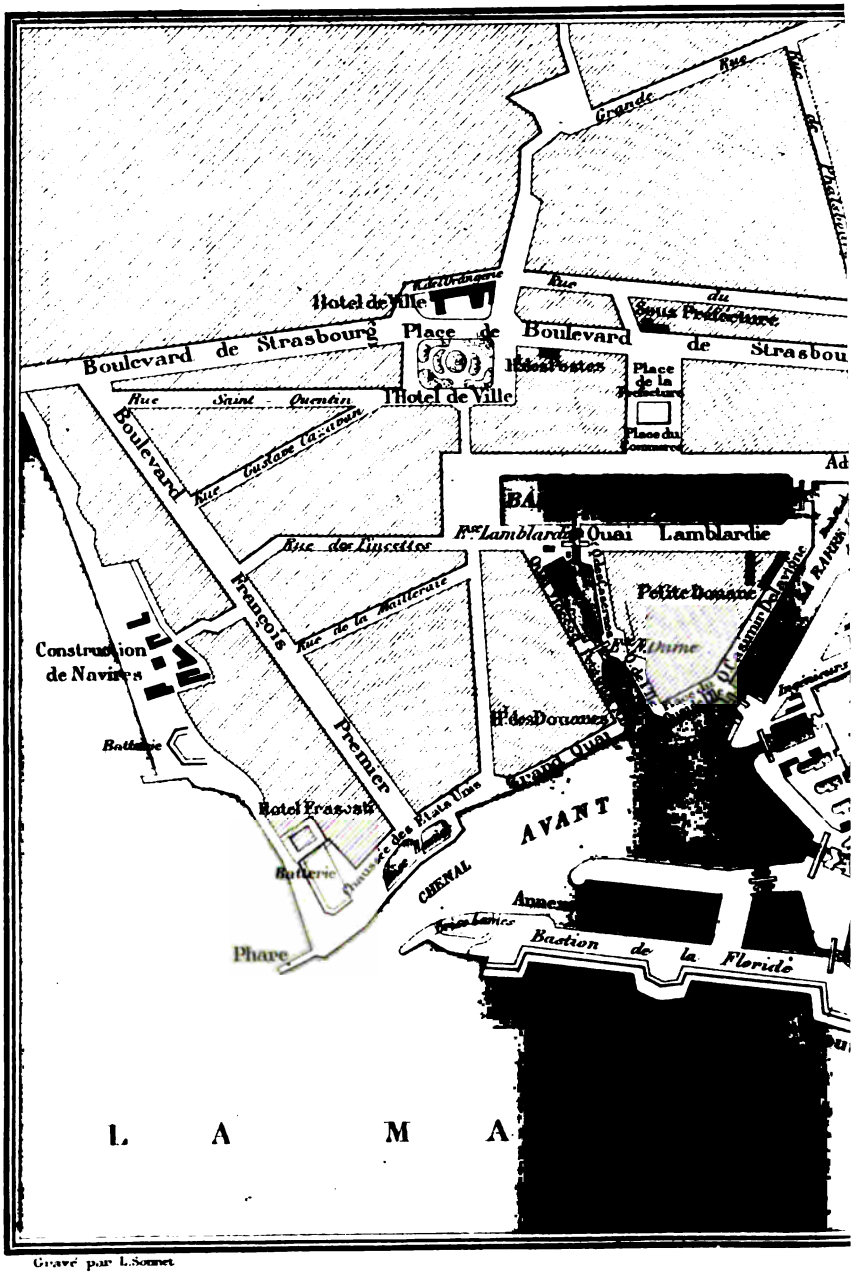
Gravé par L. Sonnet.

UM DE MARSEILLE.

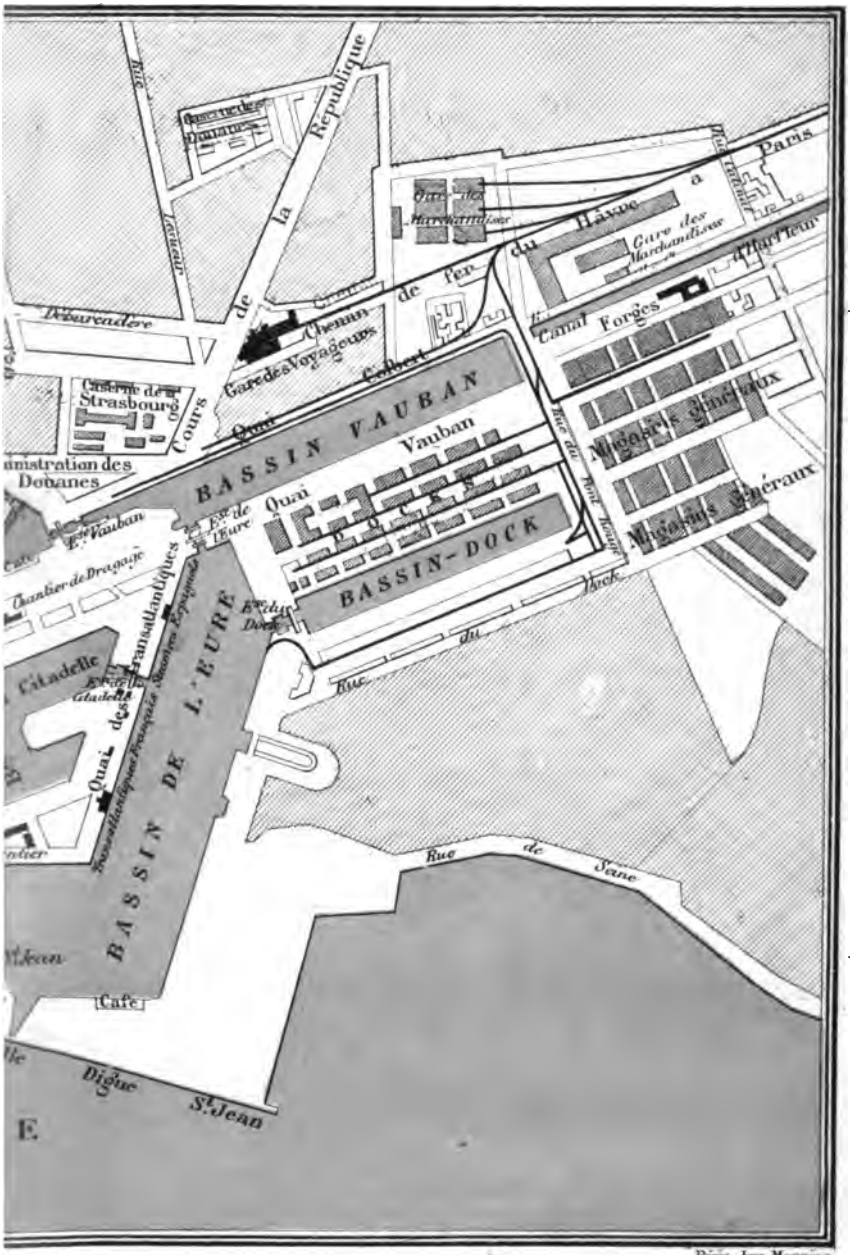
Pl. I



PLAN DU PO

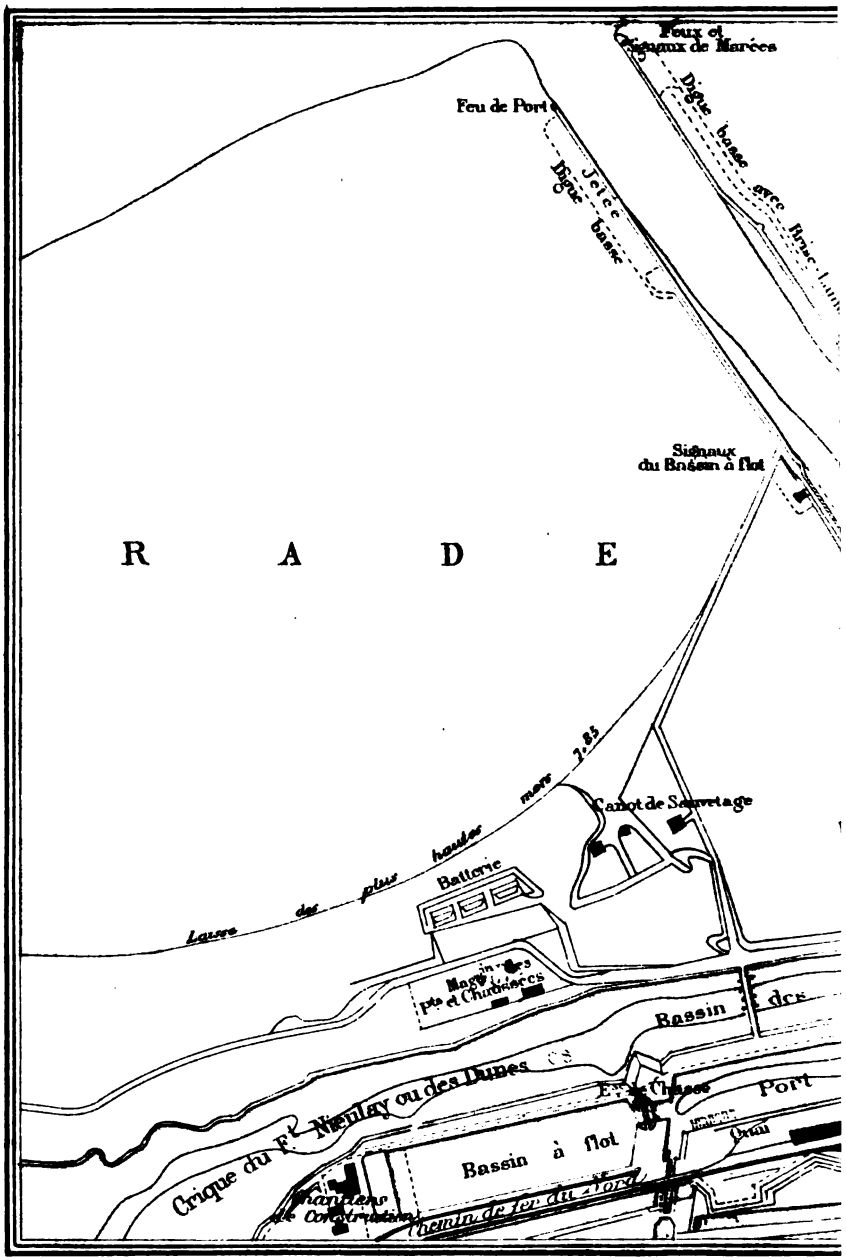


Gravé par L.Sonnet



Paris, Imp. Mourocq

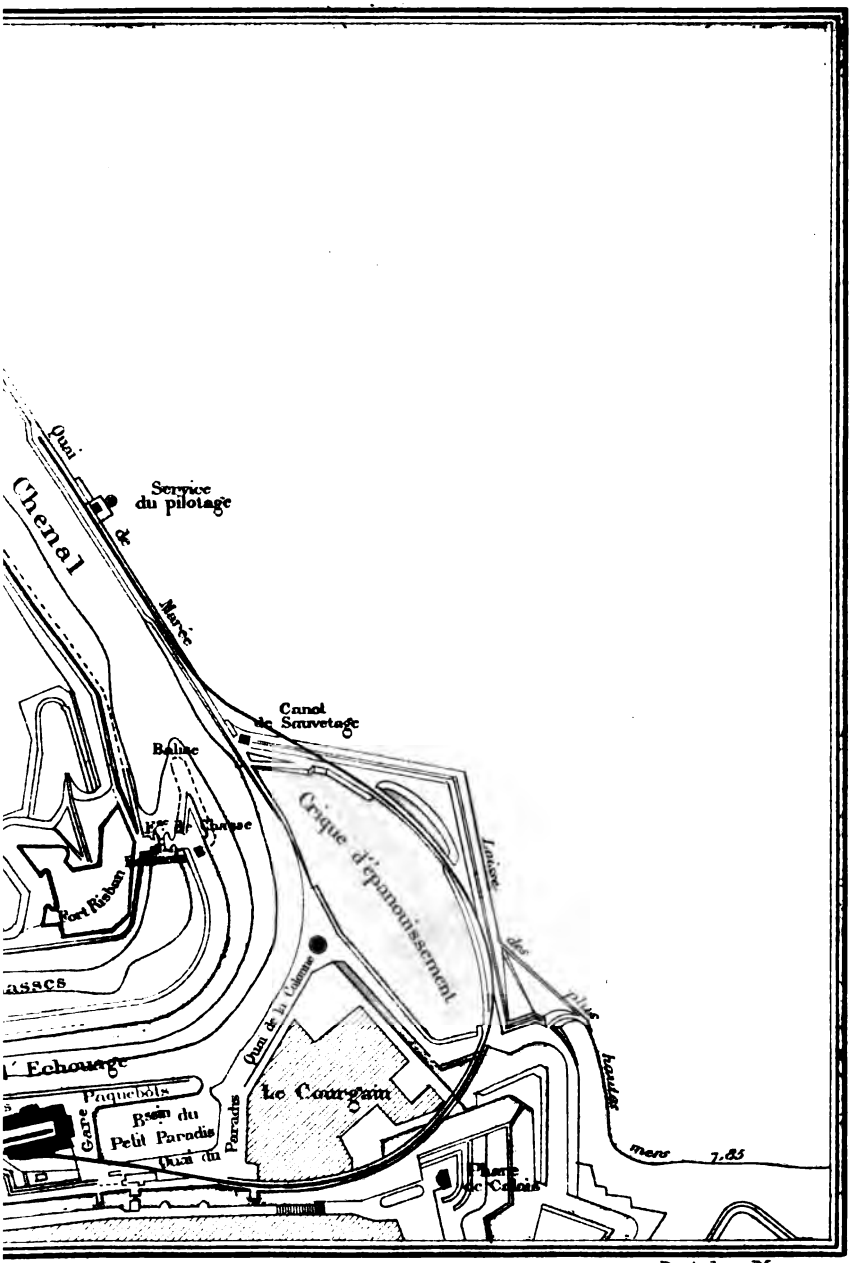
PLAN DU POI



Gravé par L. Sonnet.

T DE CALAIS.

Pl. III



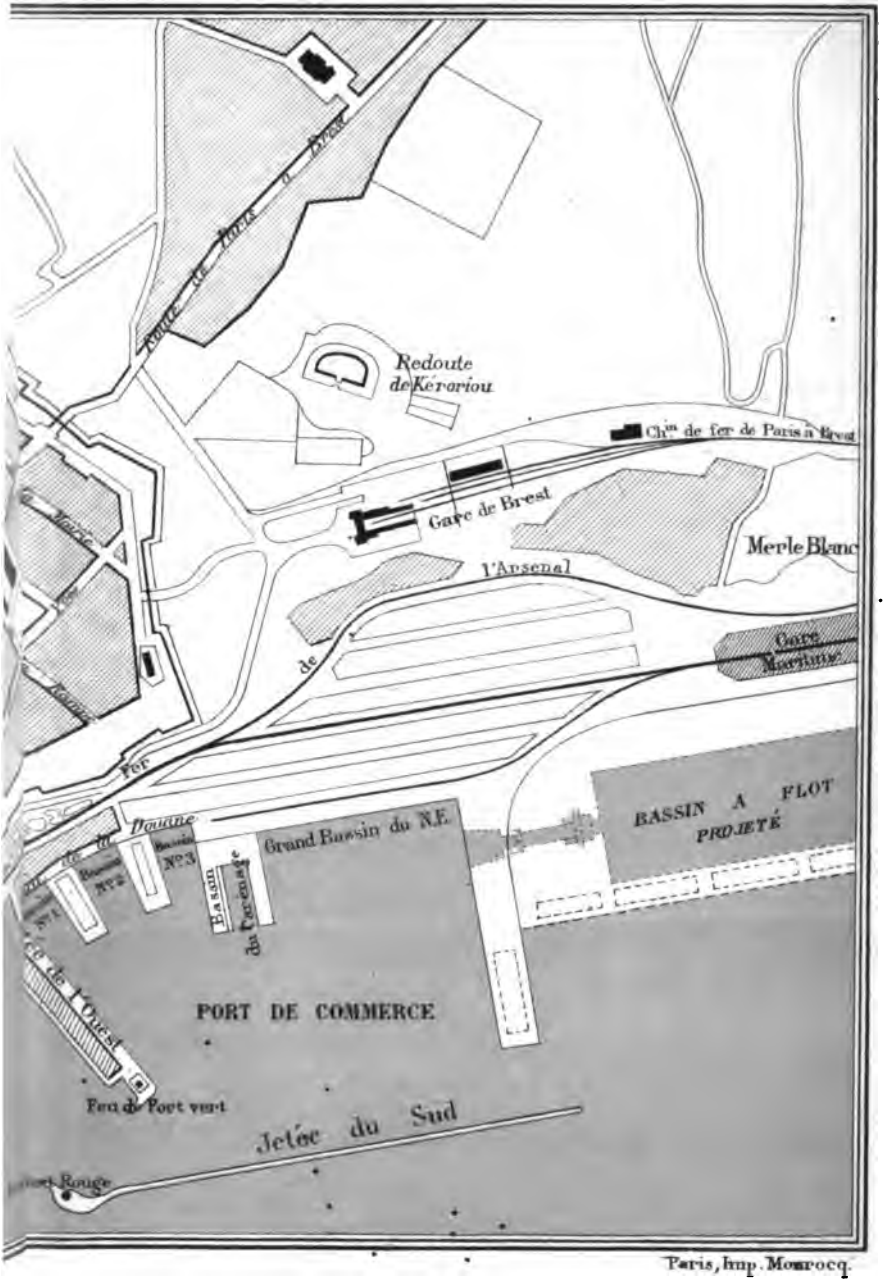
Paris, Imp. Monrocq.

PLAN DU PO

Cale du Beage
Pointe du Salon
Forme n°3
Forme n°8
Forme n°7
Riv. de la Penfeld
Magasins au blé
Cave de la Marine
Hôp.l de la Marine
Caserne
Quar.er de la Marine
Ancien Bagne
Fondrie
Montage
Chaudronnerie
Forges
Caserne des Marin
Garnitures
Voilerie
Magasin Gr.al
Etab.t des Pupilles
R. de la Porte
R. de l'Eglise
Q. Jean Bart
Chemin
PORT MILITAIRE
ENTRÉE DU
COMMUNE DE PIERRE CUILBIGNON
Feu de

RT DE BREST.

Pl. IV



Paris, Imp. Monrocq.

PLAN DU POR

Gravé par L. Sonnet.

Fort Central
Fort de l'Est
Fort Impérial
R A D E
Fort des Flamands
Port d'échouage
Avant Port de Chantereyne
Etab.t Pyrotechniques
Feu rouge
Les Mielles
Redoute de Tourlaville
Fort du Roule
Gare
Paris, Imp. Monrocq